

# **IMPACTO DA CONSIDERAÇÃO DO TEOR DE FINOS NA AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS IN SITU SPT, CPT E GEOFÍSICOS**

**MARIANA BEZERRA VIEIRA COSTA CAVALCANTI**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA**

---

Orientador: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

---

Coorientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira da Viana da  
Fonseca

JULHO DE 2021

## **MESTRADO EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA 2019/2020**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

*Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*

*Rua Dr. Roberto Frias*

*4200-465 PORTO*

*Portugal*

*Tel. +351-22-508 1400*

*Fax +351-22-508 1440*

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu avô, João

## **AGRADECIMENTOS**

A meu querido avô João. Pelo incentivo inicial e contínuo para a concretização de mais um sonho. Pelo seu coração. Por absolutamente tudo.

Ao Lucas por todo o amor, carinho e companheirismo do mundo. Por sempre acreditar em mim. Minha felicidade é você.

À professora Doutora Cristiana Ferreira pela admirável orientação, pela partilha do conhecimento, pela disponibilidade, interesse e dedicação.

Ao professor Doutor António Viana da Fonseca, investigador responsável pelos projetos utilizados para a base de dados da presente dissertação, por autorizar o acesso a estes, pela colaboração como coorientador.

Ao corpo docente da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por tamanha partilha, sabedoria e admiração.

Aos colegas do mestrado por compartilharem esta grandiosa experiência.

À minha família por todo apoio incondicional. Foram tempos bem diferentes daquilo que alguma vez imaginei.

Ao meu anjo da guarda, Aydée. Emana tua luz onde quer que esteja.

## **RESUMO**

A presente dissertação enquadra-se no seguimento de projetos financiados, como o LIQUEFACT (H2020) e LIQ2PROEARTH (FCT), dos quais a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto esteve associada como parceira. Integra-se também de forma complementar aos estudos desenvolvidos por Saldanha (2017), na região da Grande Lisboa, referente ao microzonamento de suscetibilidade à liquefação, baseado em ensaios in situ, sobretudo SPT e CPT, de modo a evidenciar as zonas consideradas críticas do ponto de vista da liquefação. Esta dissertação tem como objetivo avaliar o impacto das estimativas do teor de finos quanto à suscetibilidade à liquefação por meio de ensaios in situ SPT, CPT e geofísicos. Para alcançar o objetivo proposto, a partir de um complexo banco de dados já existente, foram realizadas sucessivas análises preliminares. As análises globais, diretas, comparativas, integradas e pormenorizadas envolveram diversos parâmetros quanto à interpretação da liquefação através de ensaios geotécnicos e geofísicos. Parâmetros como: a percentagem de finos (FC) com variações dos dados referentes aos ensaios SPT, CPT e de laboratório; o fator de segurança à liquefação (FS<sub>liq</sub>) de acordo com a metodologia de Boulanger e Idriss (2014) para os dados SPT e CPT, por meio do software Clig® para os dados do CPT, e ainda baseado na velocidade das ondas de corte ( $V_s$ ) de acordo com duas abordagens distintas, Andrus e Stokoe (2000) e Kayen et al. (2013). A liquefação também foi quantificada através dos Índices de Risco, nomeadamente o Índice de Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN). As avaliações mostram que o sítio piloto é uma zona muito heterogénea devido à variabilidade geológica local. A fiabilidade dos resultados do ensaio SPT é menor, enquanto a do CPT é sistematicamente confiável. Os dados dos finos de laboratório convergem melhor com os finos do SPT, e são, consideravelmente, divergentes dos finos do CPT. O fator de segurança identificou espessas camadas potencialmente liqueficáveis, caracterizando o sítio piloto como um local suscetível a liquefação. As velocidades das ondas de corte são de grande valia quando utilizadas de forma complementar, pois são limitantes quanto a caracterização do tipo de solo. O universo de pontos analisado apresenta índices de risco elevados. A avaliação da suscetibilidade à liquefação através de ensaios in situ é de grande relevância, ainda mais quando há a inclusão de informações complementares através de análises em laboratório. Com efeito, a identificação física em laboratório dos solos amostrados nos ensaios SPT é, nesta dissertação, considerada fundamental, evidenciando-se grandes vantagens não apenas para estudos associados à liquefação, mas de uma forma geral ao projeto geotécnico, porque permite caracterizar os solos ensaiados in situ de uma forma simples, mas complementar, mais completa, integrada e rigorosa.

Palavras-Chave: Liquefação Cíclica, Teor de finos, SPT, CPT, Ensaios Geofísicos.



## ABSTRACT

This thesis is part of the follow-up of funded projects, such as LIQUEFACT (H2020) and LIQ2PROEARTH (FCT), of which the Faculty of Engineering of the University of Porto has been associated as a partner. It is also integrated complementarily to the studies developed by Saldanha (2017), in the Greater Lisbon region, regarding the microzonation of susceptibility to liquefaction, based on *in situ* tests, especially SPT and CPT, to highlight the areas considered critical of the point of view of liquefaction. This thesis aims to evaluate the impact of fines content estimates on the susceptibility to liquefaction through *in situ* SPT, CPT and geophysical tests. To reach the proposed objective, starting from a complex existing database, successive preliminary analyzes were carried out. Global, direct, comparative, integrated and detailed analysis involving several parameters were performed, regarding the interpretation of liquefaction through geotechnical and geophysical tests. Parameters such as: fines content (FC) with variations in data referring to SPT, CPT and laboratory tests; the liquefaction safety factor ( $FS_{liq}$ ) according to the methodology of Boulanger and Idriss (2014) for the SPT and CPT data, using the Cliq® software for the CPT data and based on the shear waves velocity ( $V_s$ ) according to two distinct methods, Andrus and Stokoe (2000) and Kayen et al. (2013). Liquefaction was also quantified through the Risk Indices, namely the Liquefaction Potential Index (LPI) and the Liquefaction Severity Number (LSN). The analyses show that the pilot site is a very heterogeneous area due to local geological variability. The reliability of the SPT test results is lower, while that of the CPT is systematically reliable. The laboratory fines data converge better with the SPT fines and are considerably divergent from the CPT fines. The safety factor identified potentially liquefiable thick layers, characterizing the pilot site as susceptible to liquefaction. Shear waves velocities are of great value when used complementarily, as these are limited as to the identification of the soil type. The universe of points analyzed presents high risk indices. The evaluation of the susceptibility to liquefaction through *in situ* tests is of great relevance, even more when complementary information from laboratory investigations is included. In effect, the laboratory physical identification of the soils collected in SPT tests is, in this dissertation, considered fundamental, evidencing great advantages not only for studies regarding liquefaction, but generically for geotechnical design, since it allows the characterisation of the *in situ* tested soils in a simpler but thorough, integrated and rigorous manner.

KEYWORDS: Cyclic Liquefaction, Fines Content, SPT, CPT, Geophysical Tests.



## ÍNDICE GERAL

|          |                                                                             |    |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| 1        | INTRODUÇÃO.....                                                             | 1  |
| 1.1.     | Enquadramento.....                                                          | 1  |
| 1.2.     | Estrutura da dissertação.....                                               | 1  |
| 2        | AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO IN SITU .....                          | 3  |
| 2.1.     | Liquefação de Solos.....                                                    | 3  |
| 2.2.     | Liquefação Cíclica.....                                                     | 4  |
| 2.3.     | Características que Controlam a Sensibilidade à Liquefação de um solo ..... | 5  |
| 2.3.1.   | Processos Geológicos .....                                                  | 5  |
| 2.3.2.   | Composição Granulométrica .....                                             | 6  |
| 2.3.3.   | Índice de vazios .....                                                      | 8  |
| 2.3.4.   | Parâmetro de Estado .....                                                   | 11 |
| 2.3.5.   | Índice de Compacidade .....                                                 | 12 |
| 2.3.6.   | Teor em Finos.....                                                          | 13 |
| 2.3.7.   | Índice de Plasticidade .....                                                | 14 |
| 2.3.8.   | Índice de comportamento do material .....                                   | 15 |
| 2.3.9.   | Permeabilidade .....                                                        | 16 |
| 2.4.     | Ensaio de campo .....                                                       | 16 |
| 2.4.1.   | Considerações iniciais .....                                                | 16 |
| 2.4.2.   | Ensaio geomecânicos .....                                                   | 17 |
| 2.4.2.1. | Ensaio SPT (Standard Penetration Test) .....                                | 17 |
| 2.4.2.2. | Ensaio CPT (Cone Penetration Test).....                                     | 18 |
| 2.4.2.3. | Ensaio SDMT (Seismic Dilatometer Test).....                                 | 19 |
| 2.4.3.   | Ensaio geofísicos.....                                                      | 20 |
| 2.4.3.1. | Ensaio de Reflexão Sísmica .....                                            | 21 |
| 2.4.3.2. | Ensaio de Refração Sísmica (SR).....                                        | 21 |
| 2.4.3.3. | Ensaio sísmico entre furos (Cross Hole Seismic Test, CH) .....              | 21 |
| 2.4.3.4. | Ensaio SASW (Spectral Analysis of Surface Waves).....                       | 21 |
| 2.5.     | Ensaio de laboratório .....                                                 | 22 |
| 2.6.     | Ação Sísmica .....                                                          | 23 |
| 2.6.1.   | Tipos de Ação Sísmica .....                                                 | 23 |
| 2.6.2.   | Zonas sísmicas.....                                                         | 23 |
| 2.7.     | Avaliação da Suscetibilidade à Liquefação .....                             | 29 |
| 2.7.1.   | Procedimento Simplificado Através do Fator de Segurança à Liquefação .....  | 29 |

|          |                                                                                           |    |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.7.1.1. | Avaliação baseada em ensaios SPT .....                                                    | 30 |
| 2.7.1.2. | Avaliação baseada em ensaios CPT .....                                                    | 32 |
| 2.7.1.3. | Avaliação baseada nas ondas sísmicas .....                                                | 36 |
| 2.8.     | Índices de Risco Baseados nos ensaios SPT e CPT .....                                     | 38 |
| 2.8.1.   | Considerações iniciais .....                                                              | 38 |
| 2.8.2.   | Índice de Potencial de Liquefação.....                                                    | 38 |
| 2.8.3.   | Número de Severidade de Liquefação.....                                                   | 39 |
| 3        | SÍTIO PILOTO.....                                                                         | 41 |
| 3.1.     | Localização.....                                                                          | 41 |
| 3.2.     | Escolha do sítio piloto .....                                                             | 42 |
| 3.3.     | Banco de dados.....                                                                       | 43 |
| 3.4.     | Análise das informações do banco de dados .....                                           | 44 |
| 4        | ANÁLISE PRELIMINAR E METODOLOGIA DE INTERPRETAÇÃO DA<br>SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO..... | 49 |
| 4.1.     | Considerações iniciais .....                                                              | 49 |
| 4.2.     | Análise da percentagem de finos .....                                                     | 50 |
| 4.2.1.   | Considerações iniciais .....                                                              | 50 |
| 4.2.2.   | Análise direta dos dados SPT .....                                                        | 50 |
| 4.2.3.   | Análise direta dos dados CPT.....                                                         | 52 |
| 4.2.4.   | Análise comparativa .....                                                                 | 54 |
| 4.2.4.1. | Considerações iniciais .....                                                              | 54 |
| 4.2.4.2. | Análise medianizada para a determinação da percentagem de finos do CPT<br>54              |    |
| 4.2.4.3. | Análise detalhada da localização de pontos ensaiados.....                                 | 60 |
| 4.2.4.4. | Revisão dos Perfis do Solo .....                                                          | 64 |
| 4.2.4.5. | Comparação Relativa.....                                                                  | 70 |
| 4.3.     | Análise da suscetibilidade à liquefação através do fator de segurança .....               | 72 |
| 4.3.1.   | Considerações iniciais .....                                                              | 72 |
| 4.3.2.   | Análise direta ao fator de segurança do SPT.....                                          | 72 |
| 4.3.3.   | Análise direta ao fator de segurança do CPT .....                                         | 73 |
| 4.3.4.   | Análise comparativa .....                                                                 | 75 |
| 4.4.     | Análise da suscetibilidade à liquefação através das ondas de corte .....                  | 76 |
| 4.5.     | Análise da suscetibilidade à liquefação baseada nos índices de risco .....                | 78 |
| 5        | RESULTADOS E INTERPRETAÇÕES .....                                                         | 83 |
| 5.1.     | Considerações iniciais .....                                                              | 83 |
| 5.2.     | Impacto do teor de finos .....                                                            | 83 |

|      |                                                                     |     |
|------|---------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.3. | Fator de segurança à liquefação baseado nos ensaios SPT e CPT ..... | 88  |
| 5.4. | Fator de segurança à liquefação baseado nas ondas de corte .....    | 91  |
| 5.5. | Índices de risco LPI e LSN.....                                     | 94  |
| 6    | CONCLUSÕES .....                                                    | 105 |
| 6.1. | Considerações finais .....                                          | 105 |
| 6.2. | Desenvolvimentos futuros .....                                      | 107 |
|      | Referências Bibliográficas.....                                     | 108 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 - Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefação: a) Antes da liquefação; b) Durante a liquefação; c) Após a liquefação (Matos Fernandes, 2017)..... | 4  |
| Figura 2.2 - Esquema Típico da Liquefação Cíclica (Viana da Fonseca et al., 2016) .....                                                                                             | 5  |
| Figura 2.3 - Distribuição granulométrica e curvas limite dos solos tipicamente suscetíveis à liquefação (adaptado de Tsuchida, 1970; Fonseca, 2009).....                            | 6  |
| Figura 2.4 - Gama das granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem e mal graduados (Tsuchida, 1971) .....                                                                 | 7  |
| Figura 2.5 - Dependência do intervalo $e_{max}$ - $e_{min}$ de uma areia em relação à curva granulométrica (Matos Fernandes, 2017) .....                                            | 9  |
| Figura 2.6 - Representação gráfica de deformações axiais com tensões de desvio de areias soltas e densas (adaptado de Taylor, 1948; Matos Fernandes, 2017) .....                    | 10 |
| Figura 2.7 - Linha de vazios críticos (Casagrande, 1936).....                                                                                                                       | 10 |
| Figura 2.8 - Representação gráfica de deformações axiais com deformações volumétricas de areias soltas e densas (adaptado de Taylor, 1948; Matos Fernandes, 2017).....              | 11 |
| Figura 2.9 - Definição do parâmetro de estado $\psi$ (adaptado de Been e Jefferies, 1985).....                                                                                      | 12 |
| Figura 2.10 - Curvas do limite de resistência à liquefação (Youd e Idriss, 2001) .....                                                                                              | 14 |
| Figura 2.11 - Amostrador normalizado de Terzaghi (Matos Fernandes, 2015) .....                                                                                                      | 17 |
| Figura 2.12 - Esquema da ponteira do CPT (Matos Fernandes, 2015) .....                                                                                                              | 18 |
| Figura 2.13 - Equipamento dilatómetro sísmico (Marchetti et al., 2001; Marchetti et al., 2008) .....                                                                                | 19 |
| Figura 2.14 - Esquema do ensaio SDMT (Marchetti et al., 2001; Marchetti et al., 2008) .....                                                                                         | 20 |
| Figura 2.15 - Mapa de Zonamento sísmico em Portugal (RSAEEP, 2000) .....                                                                                                            | 24 |
| Figura 2.16 - Zonamento sísmico em Portugal Continental, segundo Eurocódigo 8, Parte 1, Anexo Nacional (2010) .....                                                                 | 24 |
| Figura 2.17 - Esquema representativo do método de Robertson (Robertson, 2015) .....                                                                                                 | 35 |
| Figura 2.18 - Avaliação da liquefação com base em VS1 e CSR ou CRR (Andrus e Stokoe, 2000) ...                                                                                      | 37 |
| <br>Figura 3.1 - Mapa de delimitação da área do sítio piloto (Google Earth®, 2021) .....                                                                                            | 41 |
| Figura 3.2 - Fragmento do mapa de zonamento do potencial de liquefação (Jorge, 1994).....                                                                                           | 42 |
| Figura 3.3 - Mapa geológico da região da Grande Lisboa (Geoportal.Ineg.pt, 2016).....                                                                                               | 43 |
| Figura 3.4 - Mapa de localização dos ensaios existentes (Google Earth®, 2021) .....                                                                                                 | 45 |
| Figura 3.5 - Mapa de localização dos ensaios SPT ao longo da A10 (Google Earth®, 2021) .....                                                                                        | 46 |
| Figura 3.6 - Mapa de localização dos ensaios CPTu e SCPTu ao longo da A10 (Google Earth®, 2021) .....                                                                               | 47 |
| Figura 3.7 - Mapa de localização dos ensaios CH ao longo da A10 (Google Earth®, 2021) .....                                                                                         | 47 |

|                                                                                                                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.8 - Mapa de localização dos ensaios da investigação local (Google Earth®, 2021) .....                                                                                          | 48 |
| Figura 4.1 - Tabela estratigráfica e litológica utilizada no projeto (Relatório projeto LIQUEFACT, 2019) .....                                                                          | 51 |
| Figura 4.2 - Perfil completo do solo do S16A.....                                                                                                                                       | 52 |
| Figura 4.3 - Parâmetros do ensaio CPTu 2 extraídos do Cliq®.....                                                                                                                        | 53 |
| Figura 4.4 - SI1: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base, laboratório e soluções do CPT; c) Percentagens de finos do CPT contínuo.....                                  | 55 |
| Figura 4.5 - SI7: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base, laboratório e soluções do CPT c) Percentagens de finos do CPT contínuo.....                                   | 56 |
| Figura 4.6 - S223 - CPT 12: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e CPT .....                                                                                          | 58 |
| Figura 4.7 - S22A - SCPTu 5: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu.....                                                                                        | 59 |
| Figura 4.8 - S25A - SCPTu 6: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu.....                                                                                        | 60 |
| Figura 4.9 - Perfil geológico do solo de alguns pontos ensaiados .....                                                                                                                  | 61 |
| Figura 4.10 - Reanálise da correspondência entre SPT e CPT: a) Perfil do solo S23A; b) Percentagem de finos SPT base S23A e CPT 12; c) Percentagem de finos SPT base S223 e CPT 12..... | 62 |
| Figura 4.11 - Distâncias entre pontos S223 - CPT 12 e S23A - CPT 12 (Google Earth®) .....                                                                                               | 63 |
| Figura 4.12 - Parte do log da sondagem SPT no SI1 .....                                                                                                                                 | 64 |
| Figura 4.13 - Esquema gráfico para medição do ensaio SPT.....                                                                                                                           | 65 |
| Figura 4.14 - Log da sondagem SPT no S25A .....                                                                                                                                         | 66 |
| Figura 4.15 - Continuação do log da sondagem SPT no S25A .....                                                                                                                          | 67 |
| Figura 4.16 - S25A e SCPTu 6: a) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu; b) Percentagem de finos SPT revisto e SCPTu.....                                                             | 68 |
| Figura 4.17 - S25A: a) Perfil do solo; b) Perfil do solo revisto.....                                                                                                                   | 69 |
| Figura 4.18 - SI7: a) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; b) Comparação Relativa 1; c) Comparação Relativa 2.....                                                                   | 71 |
| Figura 4.19 - Folha de cálculo para a determinação do fator de segurança à liquefação .....                                                                                             | 72 |
| Figura 4.20 - FS <sub>liq</sub> do CPT contínuo e medianizado: a) CPT 5; b) CPT 6; c) CPT 12.....                                                                                       | 73 |
| Figura 4.21 - FS <sub>liq</sub> do CPT contínuo, medianizado e Cliq®: a) CPT 5; b) CPT 6; c) CPT 12.....                                                                                | 75 |
| Figura 4.22 - SPT S22A e CPT 5: a) Perfil do solo revisto; b) FS <sub>liq</sub> .....                                                                                                   | 76 |
| Figura 4.23 - Folha de cálculo de acordo com Andrus e Stokoe (2000) para determinação do fator de segurança à liquefação baseado no V <sub>s</sub> do CH no SI7 .....                   | 77 |
| Figura 4.24 - Folha de cálculo de acordo com Kayen et al. (2013) para determinação do fator de segurança à liquefação baseado no V <sub>s</sub> do SDMT no SI7 .....                    | 78 |
| Figura 4.25 - Fragmento da folha de cálculo para determinação do LPI e LSN a partir do SPT .....                                                                                        | 79 |

|                                                                                                                                                                                               |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.1 - Resultados SI1: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) Parâmetro $I_c$ .....                                                      | 84  |
| Figura 5.2 - Resultados SI7: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) Parâmetro $I_c$ .....                                                      | 85  |
| Figura 5.3 - Resultados S16A - CPT 4: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) Parâmetro $I_c$ .....                                                          | 86  |
| Figura 5.4 - Resultados S34A - CPT18: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) Parâmetro $I_c$ .....                                                          | 87  |
| Figura 5.5 - Resultados FS <sub>liq</sub> no SI1: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014).....      | 88  |
| Figura 5.6 - Resultados FS <sub>liq</sub> no SI7: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014).....      | 89  |
| Figura 5.7 - Resultados no S16A: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014).....                                    | 90  |
| Figura 5.8 - Resultados no S34A: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014).....                                    | 91  |
| Figura 5.9 - Resultados FS <sub>liq</sub> no SI7: a) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss, 2014); b) FS <sub>liq</sub> (Kayen et al. 2013); c) FS <sub>liq</sub> (Andrus e Stokoe 2000)..... | 92  |
| Figura 5.10 - Resultados no S16A: a) Perfil do solo revisto; b) FS <sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014); c) FS <sub>liq</sub> (Andrus e Stokoe 2000).....                                 | 93  |
| Figura 5.11 - Comparação dos resultados LPI com dados SPT revisto e CPT.....                                                                                                                  | 95  |
| Figura 5.12 - Resultados SI1 e SI7: a) Perfil do solo SI1 revisto; b) Parâmetro $I_c$ SI1; c) Perfil do solo SI7 revisto; d) Parâmetro $I_c$ SI7.....                                         | 95  |
| Figura 5.13 - Resultados S22A e SCPTu 5: a) Perfil do solo revisto; b) Parâmetro $I_c$ .....                                                                                                  | 96  |
| Figura 5.14 - Avaliação estatística a partir de resultados LPI: a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT.....                                                                                 | 97  |
| Figura 5.15 - Comparação dos resultados LSN <sub>10</sub> com dados SPT revisto e CPT.....                                                                                                    | 98  |
| Figura 5.16 - Comparação dos resultados LSN <sub>20</sub> com dados SPT revisto e CPT.....                                                                                                    | 99  |
| Figura 5.17 - Avaliação estatística a partir de resultados LSN <sub>10</sub> : a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT.....                                                                  | 100 |
| Figura 5.18 - Avaliação estatística a partir de resultados LSN <sub>20</sub> : a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT.....                                                                  | 101 |
| Figura 5.19 - Avaliação da Gravidade e Danos a partir de Resultados LPI e LSN do SPT R: a) LSN <sub>10</sub> ; b) LSN <sub>20</sub> .....                                                     | 102 |
| Figura 5.20 - Avaliação da Gravidade e Danos a partir de Resultados LPI e LSN do CPT: a) LSN <sub>10</sub> ; b) LSN <sub>20</sub> .....                                                       | 103 |



## ÍNDICE DE QUADROS

|                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Quadro 2.1 - Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade (Matos Fernandes, 2017) .....                                               | 13 |
| Quadro 2.2 - $I_c$ de acordo com a classificação proposta por Robertson (1990, 2009; adaptado de Viana da Fonseca et al., 2016).....            | 15 |
| Quadro 2.3 - $I_c$ de acordo com a classificação proposta por Cubrinovski et al. (2017).....                                                    | 16 |
| Quadro 2.4 - Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas (Eurocódigo 8, 2010) .....                          | 25 |
| Quadro 2.5 - Coeficientes de importância $\gamma_I$ (Eurocódigo 8, 2010).....                                                                   | 26 |
| Quadro 2.6 - Classes de importância (Eurocódigo 8, 2010) .....                                                                                  | 26 |
| Quadro 2.7 - Tipos de terreno (Eurocódigo 8, 2010) .....                                                                                        | 27 |
| Quadro 2.8 - Valores do parâmetro $S_{máx}$ para ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2 (Eurocódigo 8, 2010) .....                                      | 27 |
| Quadro 2.9 - Lista de concelhos com definição das magnitudes para verificação do potencial de liquefação (Eurocódigo 8, P.5 – AN I, 2010) ..... | 28 |
| Quadro 2.10 - Classificação do Potencial de Liquefação com base no LPI (Iwasaki et al., 1982) .....                                             | 39 |
| Quadro 2.11 - Descrição dos Danos com Base no LSN (Tonkin e Taylor, 2013).....                                                                  | 40 |
| <br>Quadro 3.1 - Representação do esquema de cores baseado no $FS_{liq}$ .....                                                                  | 45 |
| Quadro 3.2 - Resumo dos ensaios realizados na investigação local.....                                                                           | 48 |
| <br>Quadro 4.1 - Correspondência entre ensaios SPT, CPT(u) e CH .....                                                                           | 50 |
| Quadro 4.2 - Correspondência atualizada entre ensaios SPT, CPT(u) e CH .....                                                                    | 64 |
| Quadro 4.3 - Índices de Risco dos ensaios ao longo do sítio piloto.....                                                                         | 80 |
| Quadro 4.4 - Representação do esquema de cores baseado no intervalo do LPI .....                                                                | 80 |
| Quadro 4.5 - Representação do esquema de cores baseado no intervalo do LSN.....                                                                 | 81 |



## **SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**

### **ALFABETO LATINO**

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do Tipo A

$a_{gR}$  - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do Tipo A

$a_{max}$  - Aceleração máxima à superfície

$C_{FC}$  - Parâmetro de ajuste

$C_N$  - Fator corretivo do nível de tensão efetiva

$C_u$  - Coeficiente de uniformidade

$e$  - Índice de vazios natural do solo

$e_c$  - Índice de vazios críticos

$e_{max}$  - Índice de vazios máximo

$e_{min}$  - Índice de vazios mínimo

FC - Percentagem de finos

$f_s$  - Resistência lateral do ensaio CPT

$F_r$  - Razão de atrito normalizada

$FS_{liq}$  - Fator de segurança relativo ao desencadeamento da liquefação

$g$  - Aceleração da gravidade

$I_c$  - Índice de comportamento do material

$I_D$  - Índice de compactidade do solo

$I_P$  - Índice de plasticidade

$K_{a1}$  - Fator corretivo do efeito da idade

$K_{a2}$  - Fator corretivo do efeito da idade

$K_\alpha$  - Fator de redução com base nas tensões de corte estático no momento do sismo

$K_\sigma$  - Fator corretivo de tensões

$M$  - Magnitude do sismo

MSF - Fator de escala de magnitude

$n$  - Coeficiente do estado de tensão

$N_{60}$  - Resultado do ensaio SPT

$(N_1)_{60}$  - Resultado normalizado do ensaio SPT

$(N_1)_{60,cs}$  - Resistência à penetração do ensaio SPT normalizada e ajustada a uma areia limpa equivalente

$P_a$  - Pressão atmosférica

$P_L$  - Probabilidade de liquefação

$q_c$  - Resistência de ponta do ensaio CPT

$q_t$  - Resistência de ponta normalizada do ensaio CPT

$Q_{tn}$  - Resistência à penetração normalizada

$Q_{tn,CS}$  - Resistência de ponta do cone normalizada equivalente a uma areia limpa

$r_d$  - Coeficiente de redução de tensões de corte

$S$  - Coeficiente de solo

$S_{máx}$  - Fator de solo dependendo do tipo de solo

$V_S$  - Velocidade da onda de corte

$V_s$  - Volume de sólidos

$V_{S1}$  - Velocidade da onda de corte normalizada

$V_{S1}^*$  - Valor limite superior de  $V_{S1}$

$V_{S,30}$  - Velocidade média de propagação da onda de corte nos 30 metros superficiais

$V_v$  - Volume de vazios

$w_L$  - Limite de liquidez

$w_P$  - Limite de plasticidade

$z$  - Profundidade

$z_w$  - Profundidade abaixo do nível freático

## **ALFABETO GREGO**

$\alpha$  - Parâmetro para calcular  $r_d$

$\beta$  - Parâmetro para calcular  $r_d$

$\gamma$  - Peso volúmico do solo

$\gamma_I$  - Coeficiente de importância

$\gamma_w$  - Peso volúmico da água

$\epsilon_a$  - Deformação axial

$\epsilon_v$  - Deformação volumétrica

$\sigma_1$  - Tensão principal máxima

$\sigma_3$  - Tensão principal mínima

$\sigma_v$  - Tensão total vertical

$\sigma'_v$  - Tensão efetiva vertical

$\Psi$  - Parâmetro de estado

## **SIGLAS E ACRÓNIMOS**

® - Marca registada

ASTM - American Society for Testing Materials

CH - Cross Hole Seismic Test

CPT - Cone Penetration Test

CPTu - Piezocone Penetrometer Test

CRR - Razão de Resistência Cíclica

CRR<sub>7,5</sub> - Razão de Resistência Cíclica para magnitude de referência de 7,5

CSR - Razão de Ação Cíclica

DMT - Flat Dilatometer Test

EC8 - Eurocódigo 8

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LEC - Linha dos Estados Críticos

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LPI - Liquefaction Potential Index

LSN - Liquefaction Severity Number

SASW - Spectral Analysis of Surface Waves Test

SCPTu - Seismic Piezocone Penetration Test

SDMT - Seismic Dilatometer Test

SI - Site investigation point

SPT - Standard Penetration Test

SPT<sub>B</sub> - Resultados SPT considerando teores de finos referentes aos valores de base

SPT<sub>LAB</sub> - Resultados SPT considerando teores de finos referentes aos valores de laboratório

SPT<sub>R</sub> - Resultados SPT considerando teores de finos referentes aos valores revistos

SR - Seismic Refraction Test



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

A presente dissertação enquadra-se no seguimento de projetos financiados como: LIQUEFACT (H2020) e LIQ2PROEARTH (FCT), dos quais a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto está associada como parceira.

Integra-se também de forma complementar aos estudos desenvolvidos por Saldanha (2017), na região da Grande Lisboa, referente ao microzonamento de suscetibilidade à liquefação, baseado em ensaios *in situ*, sobretudo SPT e CPT, de modo a evidenciar as zonas consideradas críticas do ponto de vista da liquefação.

Esta dissertação apresenta como objetivo principal, identificar o impacto do teor de finos (FC) quanto à suscetibilidade à liquefação, com base num compilado de uma extensa base de dados existente, referente a resultados de diferentes ensaios geotécnicos, geofísicos e de laboratório.

Como forma de alcançar este objetivo, sucessivas análises foram realizadas. Análises quanto à interpretação da liquefação, na sua forma global e, principalmente, comparativa entre ensaios geotécnicos, nomeadamente SPT e CPT, e ensaios geofísicos, sobretudo SDMT e CH.

Nestas análises, foram integrados e pormenorizados diversos parâmetros, entre eles as variações das percentagens de finos, o fator de segurança à liquefação ( $FS_{liq}$ ) baseado em ensaios SPT, CPT e a partir da velocidade das ondas de corte ( $V_s$ ). Posteriormente, a liquefação foi também quantificada através dos Índices de Risco, particularmente o Índice de Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN).

### 1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos descritos abaixo.

Inicialmente, o Capítulo 1 apresenta o enquadramento com o objetivo principal da presente dissertação, além da sua estrutura.

Em seguida, são abordados tópicos referentes a uma breve revisão da literatura quanto a avaliação do potencial à liquefação *in situ*. Em que o fenómeno da liquefação de solos é descrito, especificando a liquefação cíclica. As características que controlam a sensibilidade à liquefação de um solo são detalhadas. Os ensaios de campo e de laboratório mais relevantes e comumente utilizados para a avaliação da suscetibilidade à liquefação são abordados. Uma breve descrição da ação sísmica é feita, com os tipos de ação definidos de acordo com o Eurocódigo 8 (2010) e as zonas sísmicas. São também

detalhados os métodos de avaliação da suscetibilidade à liquefação através de ensaios SPT, CPT, e das ondas sísmicas. Por fim, são indicados dois Índices de Risco, como o Índice de Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN) para a quantificação da liquefação. Estas informações são apresentadas no Capítulo 2.

Com a revisão dos tópicos e conceitos necessários para a realização do estudo, o campo experimental a ser estudado é detalhado. O Capítulo 3 consta informações referentes a localização, a escolha do local, ao banco de dados existente, detalhando os diferentes ensaios executados.

O Capítulo 4 apresenta os materiais utilizados no desenvolvimento da dissertação, assim como a metodologia executada para a obtenção dos resultados.

O Capítulo 5 apresenta os resultados e as interpretações.

O último capítulo, Capítulo 6, apresenta as conclusões diante do que foi desenvolvido, de forma a demonstrar a confirmação do objetivo principal proposto. Além de sugestões para desenvolvimentos futuros.

# 2

## AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO IN SITU

### 2.1. LIQUEFAÇÃO DE SOLOS

Na Mecânica dos Solos, o termo liquefação designa genericamente o fenómeno que origina uma mudança súbita de comportamento, associado à passagem do estado sólido ao estado líquido. No caso dos solos incoerentes, ou seja, de areias e de siltes, esta passagem ao estado líquido faz-se invariavelmente por um processo que envolve um aumento da pressão da água intersticial em resposta a um carregamento quase-estático monotónico ou a um carregamento cíclico (Jorge, 1994).

O estudo da liquefação de solos resulta da necessidade de melhor compreender os mecanismos que induziram à rotura diversas estruturas sujeitas ao fenómeno ao redor do mundo. O presente estudo restringe-se à liquefação produzida por um carregamento cíclico induzido pelo movimento sísmico, ou seja, a liquefação cíclica.

A liquefação é um dos fenómenos mais destrutivos, induzidos por ações sísmicas em depósitos, sobretudo granulares e uniformes, com nível freático elevado. A complexidade do fenómeno, e a dificuldade em observar as suas características em condições reais, são limitantes para o conhecimento relativo a este fenómeno.

Os sismos possuem maior potencial de destruição, quer a curto, quer a longo prazo, tanto ao nível de perda de vidas humanas, como ao nível económico e social, pelo que o seu estudo assume grande importância para a engenharia, a sociedade e o meio ambiente.

Um maciço arenoso solto sob a ação de um sismo tenderá a experimentar uma brusca redução do índice de vazios, logo redução também da sua espessura, tendo como consequência o assentamento da superfície do terreno.

Os depósitos arenosos de baixa compactidade situam-se tipicamente em vales aluvionares geologicamente muito recentes, com o nível freático próximo da superfície, estando submersos, logo, também saturados. Esta última condição pode proporcionar, sob a ação de um sismo intenso, um fenómeno ainda mais gravoso do que um assentamento brusco e de elevada grandeza. Tal fenómeno designa-se por liquefação das areias (Matos Fernandes, 2017).

De acordo com o Eurocódigo 8 ou EC8 (2010), entende-se por liquefação uma redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros em solos incoerentes soltos saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno, que origine deformações permanentes significativas ou, mesmo, uma quase anulação da tensão efetiva do solo.

## 2.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

A liquefação cíclica ocorre quando a tensão de cisalhamento cíclica transmitida para o solo é suficientemente grande para gerar uma inversão nas tensões de cisalhamento. Condições de tensões efetivas nulas podem ser desenvolvidas induzindo grandes deformações. Estas deformações, elevadas durante o carregamento cíclico, tendem a se estabilizar uma vez interrompido o carregamento (Viana da Fonseca et al., 2016).

A ação de um sismo corresponde a um carregamento de corte cíclico aplicado a todo o maciço de forma muitíssimo rápida. Num estrato de areia solta e saturada, cada ciclo vai acarretar a geração de excessos positivos de pressão na água dos poros. Como os ciclos se sucedem muito rapidamente, e como os excessos de pressão nos poros abrangem praticamente todo o depósito arenoso, não há possibilidade de significativa dissipação daquelas sobrepressões durante o sismo. Como a tensão total média não varia, a subida da pressão nos poros diminui a tensão efetiva, logo durante o evento sísmico a resistência ao corte vê-se progressivamente reduzida (Matos Fernandes, 2017).

Se o sismo for suficientemente intenso - o que se traduz por mais elevadas acelerações sísmicas, que são proporcionais às tensões de corte comunicadas ao maciço - e longo, pode acontecer que em muitos pontos do solo os excessos de pressão na água dos poros acumulados façam com que o valor da pressão neutra iguale o valor da tensão total. Nessas circunstâncias, verifica-se naqueles pontos a anulação das tensões efetivas, logo a anulação da resistência ao corte do solo. É este o fenómeno designado por liquefação.

Se a liquefação abranger grande parte do estrato arenoso, isso terá efeitos catastróficos nas estruturas fundadas sobre o maciço, embora a sua duração seja muito curta, já que findo o sismo a dissipação das sobrepressões se processa rapidamente, tendendo as partículas a rearrumar-se com uma compactidade maior do que a anterior ao sismo, o que conduz a um assentamento da superfície do terreno.

A Figura 2.1 ilustra, de forma esquemática, o fenómeno descrito (Ishihara, 1985).

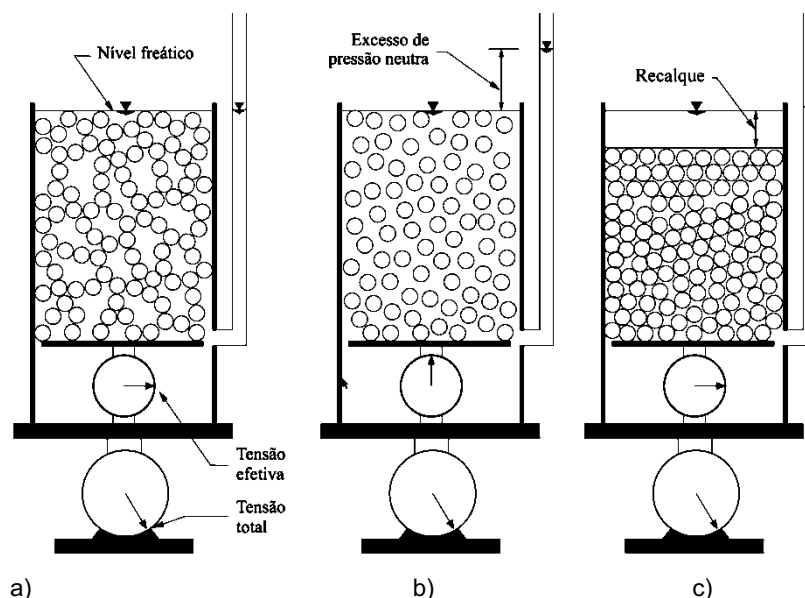


Figura 2.1 - Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefação: a) Antes da liquefação; b) Durante a liquefação; c) Após a liquefação (Matos Fernandes, 2017)

Quando areias densas são sujeitas a ações cíclicas de pequena amplitude em condições não drenadas, o excesso de pressões neutras é gerado a cada ciclo, levando ao decréscimo das tensões efetivas e ao aumento das deformações. Contudo, quando sujeitos a ações cíclicas de grande amplitude, a dilatância alivia o excesso de pressões neutras resultando num aumento da resistência ao corte (Rauch, 1997).

A Figura 2.2 exemplifica um esquema de jato de água e areia, caracterizando o típico comportamento da liquefação cíclica.



Figura 2.2 - Esquema Típico da Liquefação Cíclica (Viana da Fonseca et al., 2016)

Em suma, a liquefação induzida por sismos é um fenómeno capaz de produzir grandes deformações do terreno e das estruturas nele assentes, associado a grande degradação das características mecânicas dos solos granulares devido à geração ou migração do excesso de pressão neutra resultante da ação cíclica produzida por sismos em condições pelo menos parcialmente não drenadas.

## 2.3. CARACTERÍSTICAS QUE CONTROLAM A SENSIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DE UM SOLO

### 2.3.1. PROCESSOS GEOLÓGICOS

De acordo com Youd e Hoose (1977), as condições de deposição, condições hidrológicas e a idade de deposição contribuem para a suscetibilidade à liquefação dos solos.

Os maiores efeitos da liquefação ocorrem sobretudo em depósitos de solos predominantemente granulares, de granulometria uniforme, num estado solto, que estão associados a ambientes deposicionais e processos geológicos de um dado tipo.

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa compactidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Consequentemente, depósitos fluviais, coluviais e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estáticos ou cíclicos. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Assim, os solos do período Pleistoceno são menos suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno.

A posição do nível freático influencia fortemente a ocorrência de liquefação, uma vez que quanto maior a sua profundidade, menor a suscetibilidade do depósito à liquefação. A ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível freático situa-se a poucos metros abaixo da superfície.

### 2.3.2. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A composição granulométrica é uma das características mais relevantes em termos da suscetibilidade à liquefação.

Quando se começou a estudar o fenómeno da liquefação, admitia-se que este estava restrito apenas a depósitos de areia. Solos de granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar valores elevados de pressão neutra, enquanto solos de granulometria mais grossa foram considerados excessivamente permeáveis para manter acréscimos de pressão neutra por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver. Mais recentemente, o conceito de liqueficável foi expandido por se concluir que a liquefação é influenciada não só pelo tamanho das partículas, ou seja, pela granulometria, mas também pela distribuição, forma das partículas e pelo índice de plasticidade (Kramer, 1996). Por meio das observações de campo, em conjunto com os ensaios de laboratório, foram definidas as curvas granulométricas limite dos materiais suscetíveis à liquefação, como mostra a Figura 2.3.

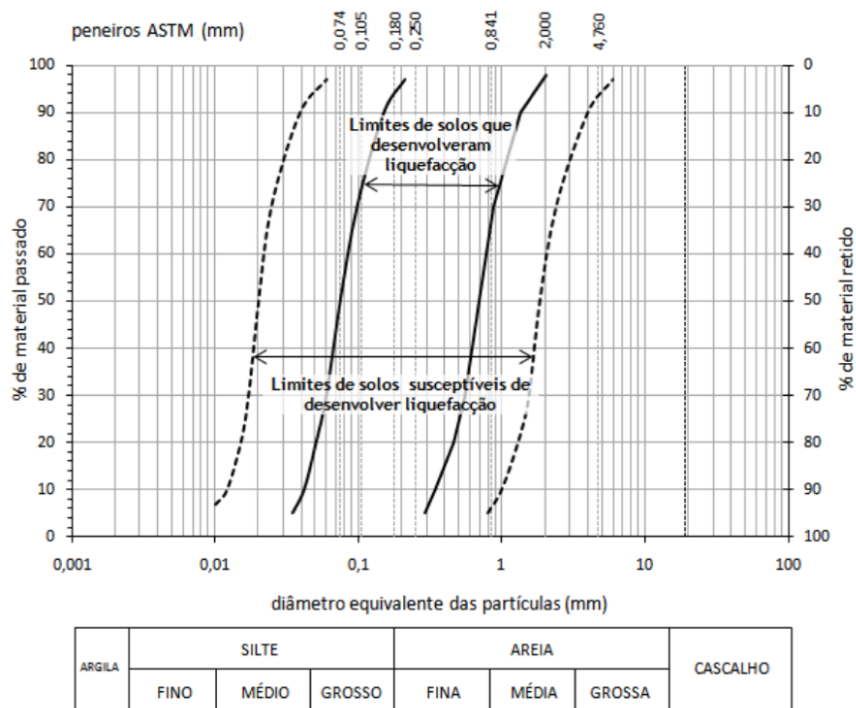


Figura 2.3 - Distribuição granulométrica e curvas limite dos solos tipicamente suscetíveis à liquefação (adaptado de Tsuchida, 1970; Fonseca, 2009)

Como se pode observar na figura, os solos mais suscetíveis à liquefação são em particular as areias finas a médias, como mostra a curva limite pontilhada à direita e os siltes médios a grosseiros, conforme indica a curva limite pontilhada à esquerda.

As partículas finas, nomeadamente argilas e siltes finos, devido à sua grande superfície específica e reduzida dimensão, geram forças de coesão entre partículas que por si só podem impedir a liquefação. O efeito dos elementos grosseiros, areia grossa e seixo, decorre sobretudo do aumento da permeabilidade que possibilita a rápida dissipação das pressões neutras, reduzindo a suscetibilidade do solo à liquefação. (Jorge, 1994). São, contudo, conhecidas ocorrências de liquefação em solo com seixo, caso dos sismos de Fukui no Japão (1968) e do Alasca (1964).

Como a distribuição do tamanho das partículas é feita através da curva granulométrica, a partir desta os solos podem ser classificados como: solos bem graduados, em que o solo é constituído por uma vasta gama de partículas em termos de dimensão; solos mal graduados, onde as partículas apresentam dimensões muito semelhantes. A Figura 2.4 apresenta a gama das granulometrias suscetíveis à liquefação para estes solos.

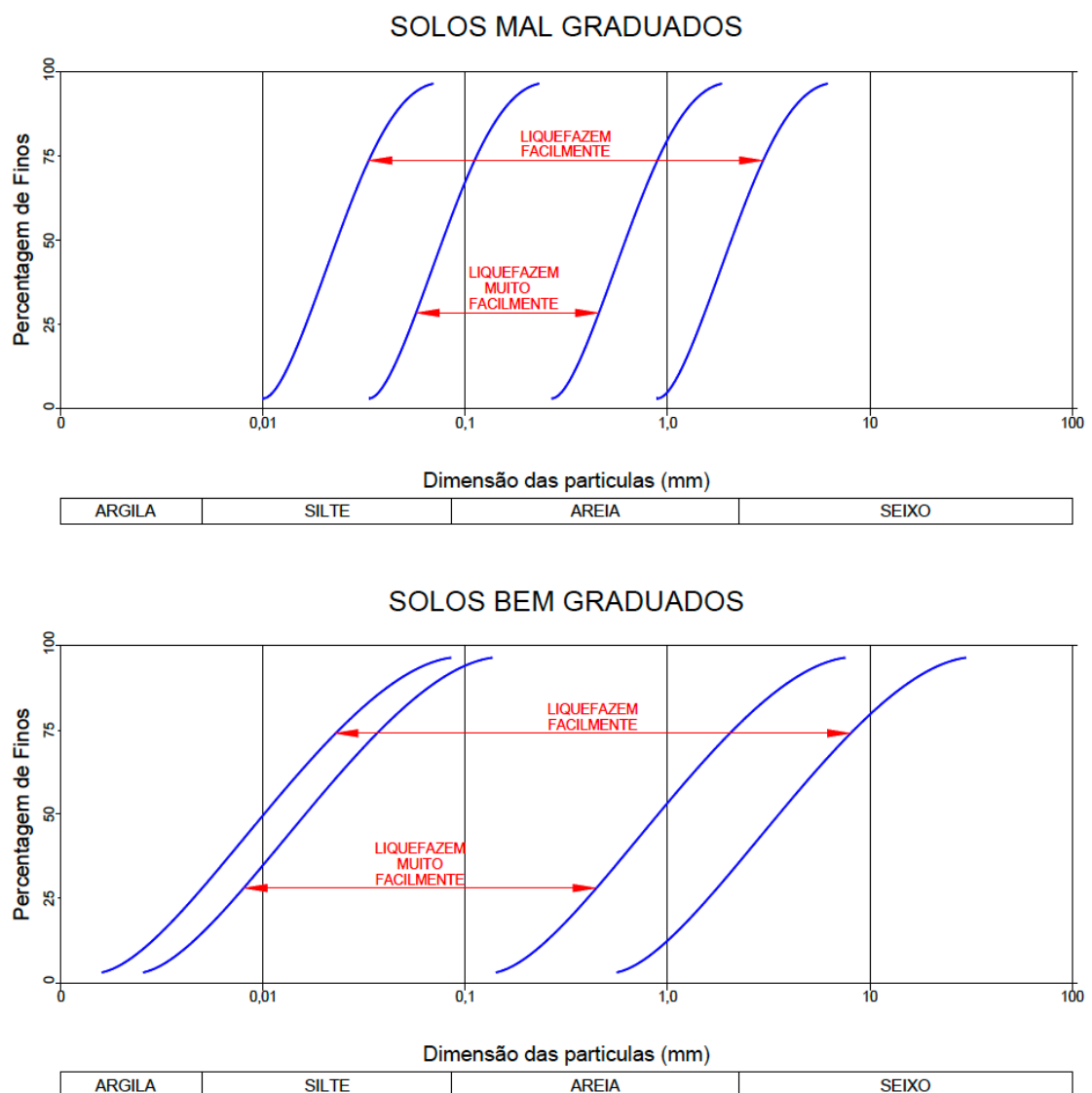


Figura 2.4 - Gama das granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem e mal graduados (Tsuchida, 1971)

Segundo Kramer (1996), solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis à liquefação, devido ao preenchimento dos vazios pelas partículas menores, o que resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de pressão neutra, na condição não drenada.

A forma da partícula pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por partículas angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade à liquefação. Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas soltas são frequentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação.

### 2.3.3. ÍNDICE DE VAZIOS

O índice de vazios ( $e$ ) é uma das propriedades mais importantes do solo, especialmente no estudo da liquefação. Por definição, é a razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos em uma massa de solo, expresso de acordo com a seguinte equação:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1)$$

Onde:

$e$  é o índice de vazios,  $V_v$  é o volume de vazios e  $V_s$  é o volume de sólidos.

De acordo com Matos Fernandes (2017), as infinitas arrumações que um conjunto de partículas grossas podem assumir, correspondem valores do índice de vazios dentro de determinado intervalo. Os valores que limitam esse intervalo,  $e_{\max}$  (índice de vazios máximo) e  $e_{\min}$  (índice de vazios mínimo) estão intrinsecamente associados à curva granulométrica.

Como sugere a Figura 2.5, nos solos bem graduados, em geral a gama de índices de vazios ( $e_{\max} - e_{\min}$ ) é mais ampla, e sobretudo,  $e_{\min}$  atinge valores mais baixos, sendo menos suscetível à liquefação.

Já nos solos mal graduados, a gama de índices de vazios é mais estreita e, em especial, o índice de vazios mínimo é significativamente mais alto do que nos solos bem graduados.

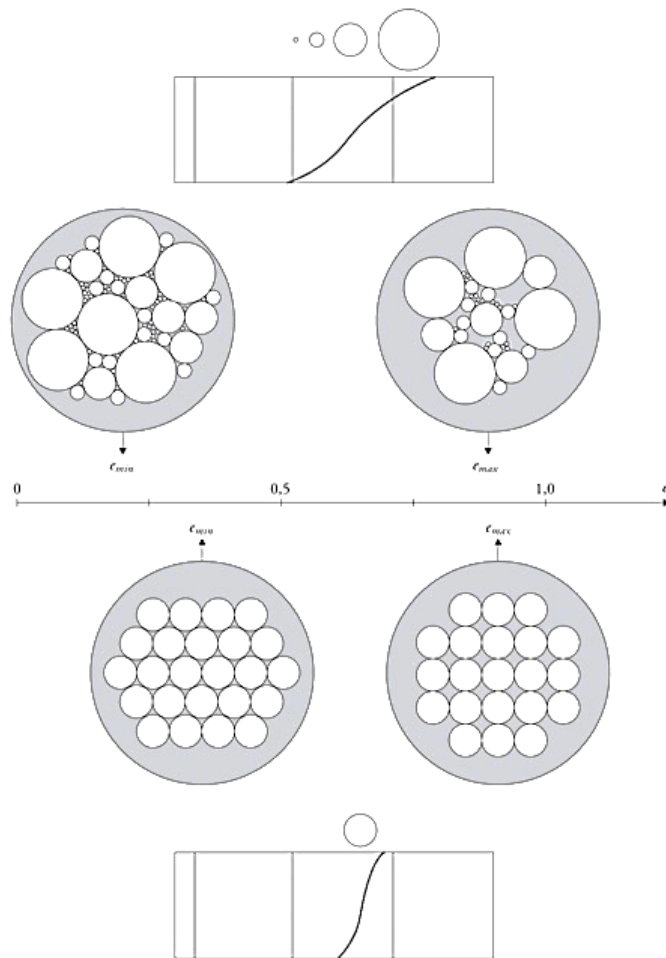


Figura 2.5 - Dependência do intervalo  $e_{\max} - e_{\min}$  de uma areia em relação à curva granulométrica (Matos Fernandes, 2017)

Casagrande (1936) ao executar ensaios triaxiais drenados em amostras de areias soltas e densas verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva a densidade relativa do solo se aproxima de um valor constante à medida que as amostras eram sujeitas a grandes deformações, conforme representado na Figura 2.6. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi denominado índice de vazios críticos  $e_c$ .

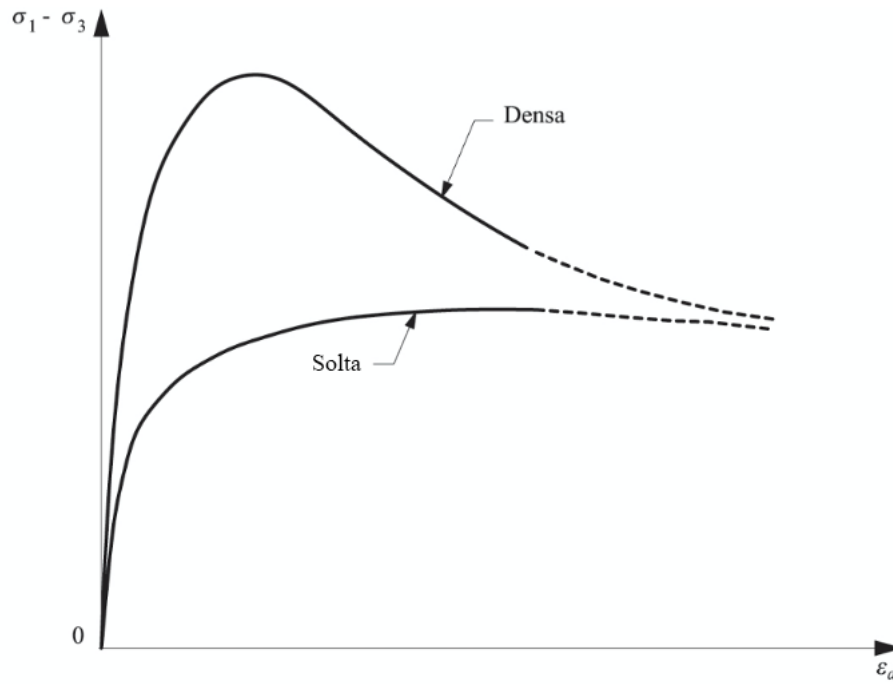


Figura 2.6 - Representação gráfica de deformações axiais com tensões de desvio de areias soltas e densas (adaptado de Taylor, 1948; Matos Fernandes, 2017)

Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico, representada na Figura 2.7.

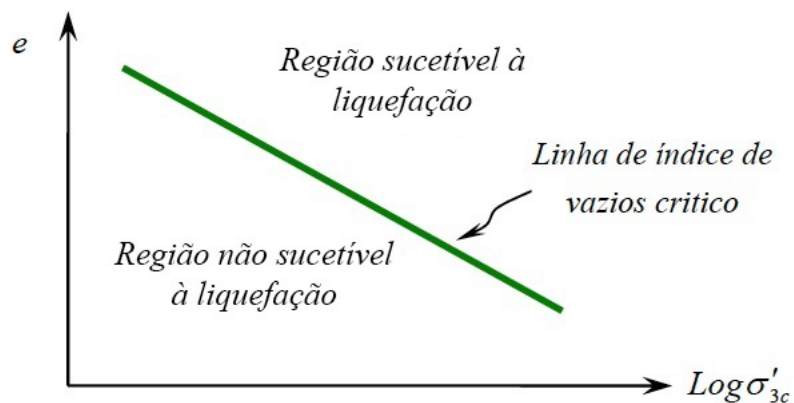


Figura 2.7 - Linha de vazios críticos (Casagrande, 1936)

Ainda que equipamentos necessários para medição da pressão neutra não estivessem disponíveis à época, Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de pressão neutra positiva (contração de volume, solos soltos) e de pressão neutra negativa (expansão de volume, solos densos), como mostra a Figura 2.8.

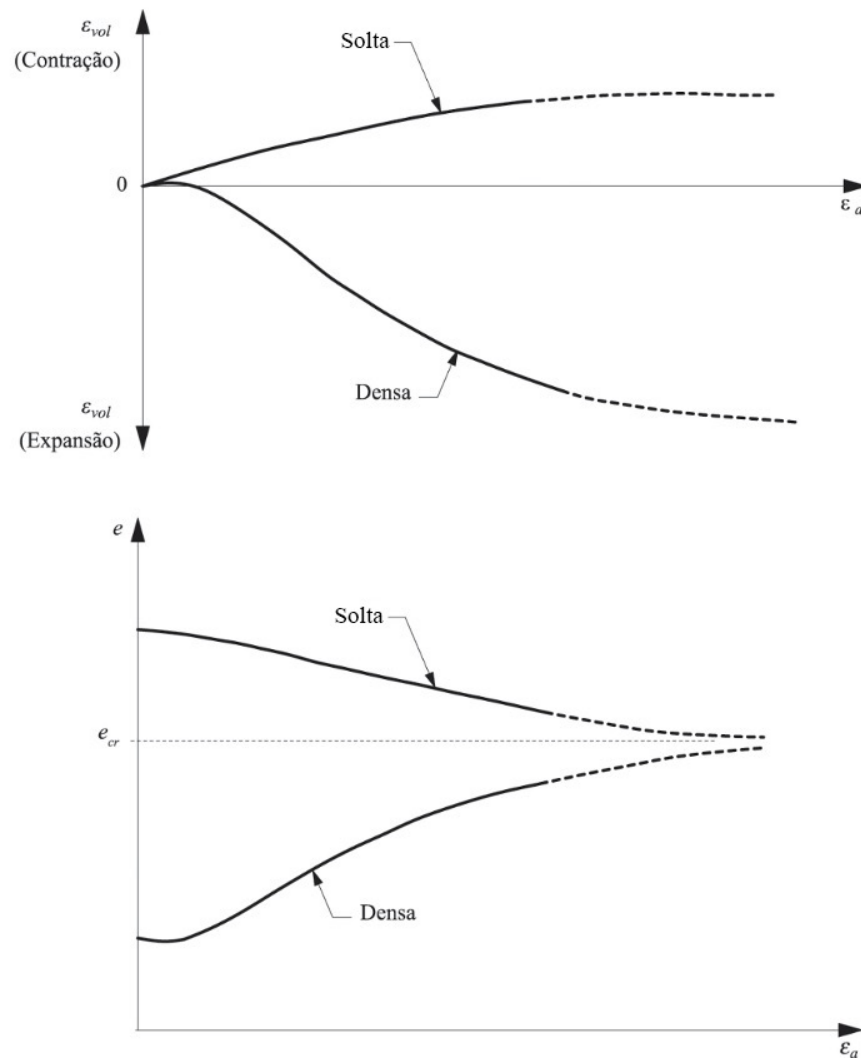


Figura 2.8 - Representação gráfica de deformações axiais com deformações volumétricas de areias soltas e densas (adaptado de Taylor, 1948; Matos Fernandes, 2017)

Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de suscetibilidade à liquefação. Portanto, solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha são considerados suscetíveis à liquefação, enquanto os localizados abaixo dela são considerados como não suscetíveis.

#### 2.3.4. PARÂMETRO DE ESTADO

O comportamento de solos não coesivos depende da proximidade do seu estado inicial ao estado crítico. Desta forma, o conceito de parâmetro de estado  $\psi$ , foi introduzido por Been e Jefferies (1985), e define-se pela expressão:

$$\psi = e - e_{cr} \quad (2)$$

Onde:

$\Psi$  é o parâmetro de estado.

$e$  é o índice de vazios na linha de consolidação isotrópica.

$e_{cr}$  é o índice de vazios na linha de Estados Críticos.

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe comportamento contrátil e é mais suscetível à liquefação, enquanto para valores negativos de  $\psi$ , a variação volumétrica seria de dilatância e o solo seria menos suscetível a liquefação (Kramer, 1996).

A Figura 2.9 apresenta a definição do parâmetro de estado.

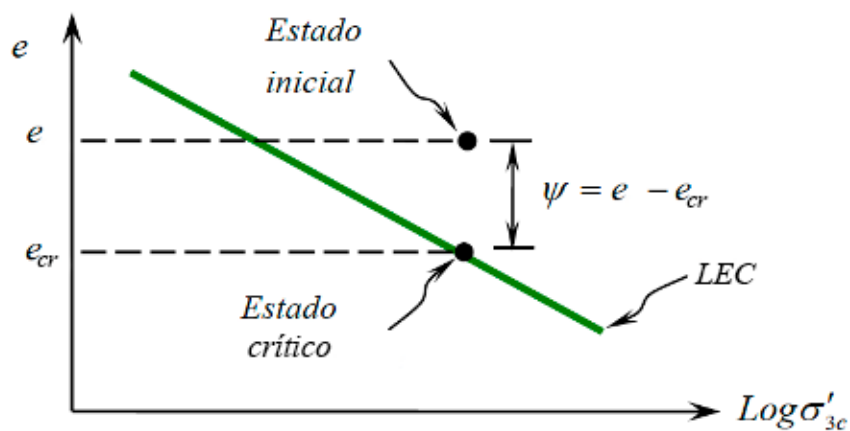


Figura 2.9 - Definição do parâmetro de estado  $\psi$  (adaptado de Been e Jefferies, 1985)

### 2.3.5. ÍNDICE DE COMPACIDADE

A caracterização do estado de uma areia passa, obrigatoriamente, pela avaliação do estado de compactação em que o solo se encontra. Isso se faz através da avaliação do intervalo entre  $e_{max}$  e  $e_{min}$  em que o índice de vazios natural do solo ( $e$ ) se encontra. O parâmetro designado por índice de compactação  $I_D$  é definido pela expressão:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (3)$$

Onde:

$I_D$  é o índice de compactação do solo em %.

$e_{max}$  é o índice de vazios máximo.

$e$  é o índice de vazios natural do solo.

$e_{min}$  é o índice de vazios mínimo.

No Quadro 2.1 apresenta-se uma classificação dos solos arenosos quanto à compactidade.

Quadro 2.1 - Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade (Matos Fernandes, 2017)

| <b>AREIA</b>                  | <b>I<sub>D</sub> (%)</b> |
|-------------------------------|--------------------------|
| Muito solta                   | 0 - 20                   |
| Solta                         | 20 - 40                  |
| Medianamente compacta         | 40 - 60                  |
| Compacta ou densa             | 60 - 80                  |
| Muito compacta ou muito densa | 80 - 100                 |

Depósitos granulares com baixa compactidade relativa são mais compressíveis, logo apresentam maior suscetibilidade à liquefação.

#### 2.3.6. TEOR EM FINOS

O teor em finos ou percentagem de finos (FC) é uma característica relevante aquando da análise da suscetibilidade à liquefação. Pode influenciar o comportamento do solo quando sujeito a ações sísmicas.

Estudos realizados por Lee e Fitton (1968), com base em ensaios triaxial cíclicos, indicam que os solos mais sensíveis são as areias finas e as areias siltosas. Por outro lado, mais recentemente, Hosri et al. (1984) e Tokimatsu e Yoshimi (1984), através de investigações laboratoriais e de campo, evidenciaram o facto de que as areias com teor em finos argilosos igual ou superior a 20% e índices de plasticidade superiores a 10% não sofrem liquefação.

A suscetibilidade à liquefação reduz-se com o aumento da percentagem de finos, tal como comprovado pela Figura 2.10.

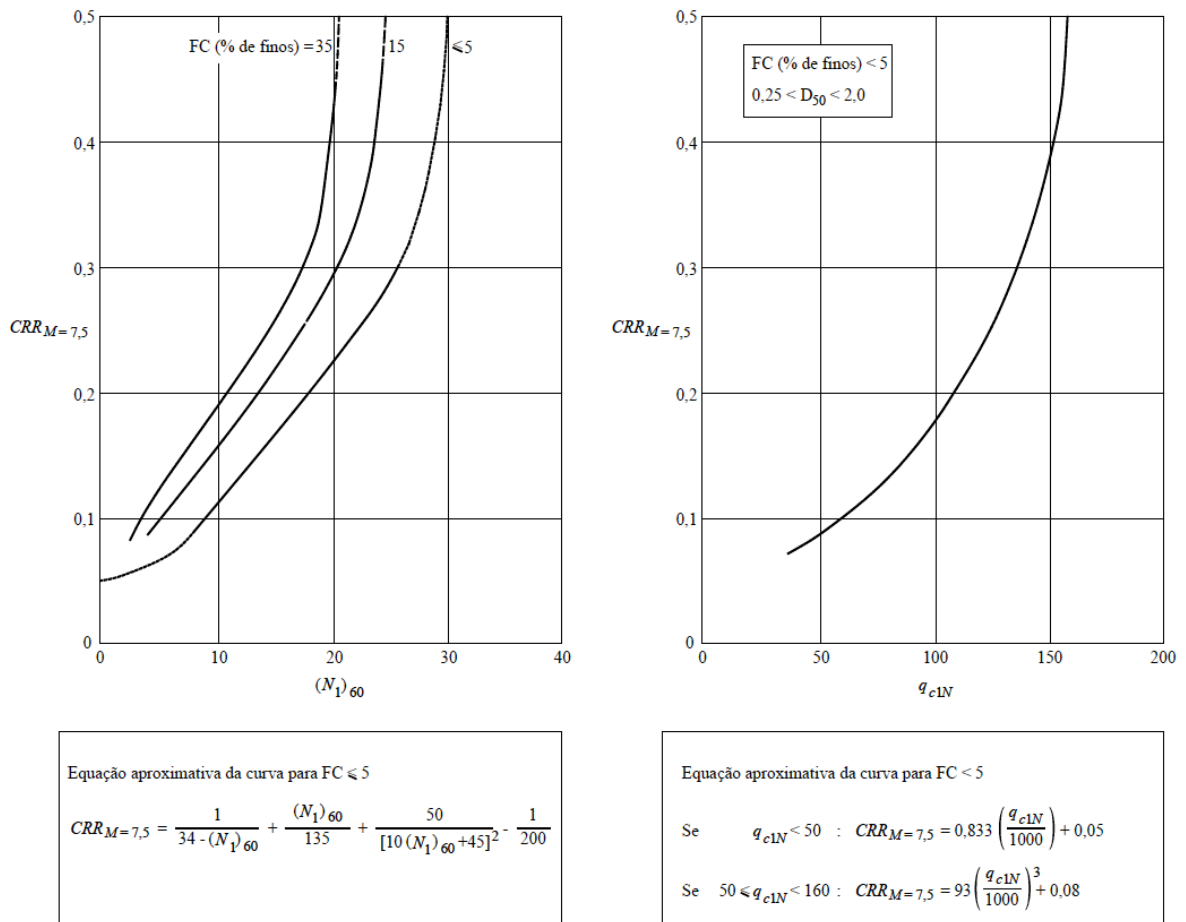


Figura 2.10 - Curvas do limite de resistência à liquefação (Youd e Idriss, 2001)

Nota-se que a área acima da curva, ou seja, a área que representa a suscetibilidade à liquefação reduz com o aumento progressivo dos finos.

### 2.3.7. ÍNDICE DE PLASTICIDADE

O índice de plasticidade ( $I_p$ ) de um solo é determinado pela diferença entre o limite de liquidez ( $w_L$ ) e o limite de plasticidade ( $w_P$ ), como mostra a equação.

$$I_p = w_L - w_P \quad (4)$$

Liquefação de siltes não plásticos foi observada (Ishihara, 1984, 1985), tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos.

Ishihara (1985) definiu os solos plásticos, com alguma coesão, como os menos suscetíveis à liquefação.

De acordo com Ishihara e Koseki (1989), há uma correlação entre o aumento do índice de plasticidade e a resistência à liquefação, sendo esta relação diretamente proporcional.

### 2.3.8. ÍNDICE DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL

O índice de comportamento do material  $I_c$ , proposto por Robertson (1990) para a identificação do tipo de solo através de ensaios CPT(u), o qual permite avaliar qualitativamente o comportamento do tipo de solo.

Não é correto afirmar categoricamente que um determinado solo é, por exemplo, uma areia, mas sim que tem um comportamento idêntico ao das areias.

Por meio de um processo iterativo de cálculo, o  $I_c$  é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (1,22 + \log F_r)^2]^{0,5} \quad (5)$$

Onde:

$Q_{tn}$  é resistência à penetração normalizada.

$F_r$  é a razão de atrito normalizada.

Posteriormente detalhadas na secção 2.7.1.2.

Com base no valor definido para o  $I_c$ , o comportamento do material pode ser definido de acordo com metodologias distintas, entre elas a classificação proposta por Robertson (1990), atualizada por Robertson (2009), e a proposta por Cubrinovski et al. (2017).

De acordo com uma metodologia abrangente, a abordagem unificada, proposta por Robertson (1990, 2009), o comportamento do material pode ser definido conforme o Quadro 2.2.

Quadro 2.2 -  $I_c$  de acordo com a classificação proposta por Robertson (1990, 2009; adaptado de Viana da Fonseca et al., 2016)

| Comportamento tipo do solo                              | $I_c$       |
|---------------------------------------------------------|-------------|
| Solos finos sensíveis                                   | N/A         |
| Solos orgânicos                                         | > 3,60      |
| Argilas a argilas siltosas                              | 2,95 - 3,60 |
| Misturas siltosas - siltes argilosos a argilas siltosas | 2,60 - 2,95 |
| Misturas arenosas - areias siltosas a siltes arenosos   | 2,05 - 2,60 |
| Areias a areias siltosas                                | 1,31 - 2,05 |
| Areias com cascalho a areias                            | < 1,31      |
| Areias muito compactas a areias argilosas*              | N/A         |
| Solos finos muito duros*                                | N/A         |

\*fortemente sobreconsolidados ou cimentados

De acordo com uma classificação mais recente, proposta por Cubrinovski et al. (2017) para efeitos da avaliação da suscetibilidade à liquefação, o comportamento do material pode ser definido conforme Quadro 2.3.

Quadro 2.3 -  $I_c$  de acordo com a classificação proposta por Cubrinovski et al. (2017)

| Comportamento tipo do solo                        | $I_c$                   |
|---------------------------------------------------|-------------------------|
| Cascalho e areia grossa                           | $\leq 1,3$              |
| Areia limpa                                       | $1,3 \leq I_c \leq 1,8$ |
| Areias com baixo teor de finos                    | $1,8 \leq I_c \leq 2,1$ |
| Areia siltosa, silte arenoso e silte não plástico | $2,1 \leq I_c \leq 2,6$ |
| Não liqueficável, lodo ou argila                  | $\geq 2,6$              |

Diferente da classificação original, esta classificação é focada na resposta do solo com relação à liquefação induzida por sismos. Por isso, será utilizada na presente dissertação.

#### 2.3.9. PERMEABILIDADE

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele.

Os solos grossos, em geral, possuem alta permeabilidade pelo facto de serem compostos por muitas partículas individualmente soltas. Isto se deve ao facto de existirem, em uma massa de solo, espaços vazios relativamente grandes e intercomunicados entre si.

O efeito dos elementos grosseiros, provoca o aumento da permeabilidade, o que possibilita a rápida dissipação das pressões neutras, e reduz a suscetibilidade do solo à liquefação.

## 2.4. ENSAIOS DE CAMPO

### 2.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O recurso aos ensaios in situ constitui muitas vezes o meio mais fiável para determinação de parâmetros a serem usados em análise e dimensionamento geotécnico ou, simplesmente, para a avaliação de perfis do subsolo (Viana da Fonseca et al., 2016).

Os ensaios de campo exibem várias vantagens na avaliação das propriedades dinâmicas dos solos, entre elas: os solos são caracterizados no estado in situ, o que pode eliminar as perturbações do seu estado físico, de tensão, etc. na amostragem; caracterizam em geral uma massa de solo de muito maiores dimensões, o que reduz o potencial de erro associado ao uso de pequenas amostras no laboratório e fornece valores que caracterizam melhor o comportamento médio do depósito; envolvem, em geral, custos mais reduzidos e, em especial, a sua execução é muito mais rápida do que a dos ensaios em laboratório.

Como principais limitações dos ensaios in situ, estes não são realizados, em geral, com um controle adequado do estado de tensão, estado de deformação e as condições de drenagem do solo ensaiado. Em

alguns casos, os ensaios não permitem avaliar diretamente a propriedade que se pretende avaliar, assim passa a exigir análises teóricas ou correlações empíricas para a obter.

Com exceção do ensaio SPT, os ensaios *in situ* não permitem a identificação direta da natureza do solo ensaiado, pelo facto de não permitirem a recolha de qualquer amostra do solo.

Em ensaios *in situ*, existe uma grande variedade de diferentes ensaios que podem ser utilizados para avaliar as propriedades de maciços, sendo preferível a medição de um parâmetro específico, em vez de obter uma amostra, cuja garantia de qualidade é muito difícil de assegurar e realizar ensaios de laboratório, muitas vezes sobre o melhor material recuperado, de representatividade muito discutível.

Nos subitens seguintes serão abordados os ensaios *in situ* mais relevantes e comumente utilizados para a avaliação da suscetibilidade à liquefação.

## 2.4.2. ENSAIOS GEOMECÂNICOS

### 2.4.2.1. Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

O ensaio SPT é o ensaio *in situ* mais comum como meio de investigação no mundo. Foi desenvolvido, na sua génese, por Terzaghi (Terzaghi & Peck, 1948) com o objetivo de permitir a colheita de amostras no fundo de furos de sondagem.

Basicamente, consiste em cravar no terreno um amostrador, representado na Figura 2.11, com dimensões e energia de cravação normalizadas (martelo com 63,5 kg de massa e altura de queda de 76,0 cm).



Figura 2.11 - Amostrador normalizado de Terzaghi (Matos Fernandes, 2015)

O ensaio é realizado em três fases sucessivas, com penetrações de 15,0 cm, respetivamente. A primeira fase não é contabilizada para fins de análise, dada a possível perturbação do terreno. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30,0 cm (segunda e terceira fase) define o valor de  $N_{SPT}$  ou  $N_{60}$ , considerado o resultado do ensaio. Se após 60 pancadas, a penetração atingida não alcançou os 30,0 cm, o ensaio é terminado registrando-se a penetração alcançada.

Regra geral, o ensaio é repetido com espaçamento de 1,50 m ao longo da profundidade do furo de sondagem.

O solo recolhido pelo amostrador, embora remexido, permite alcançar informações valiosas, como a interpretação litoestratográfica da formação, além da utilização do solo das amostras em ensaios de laboratório para identificação de granulometria e limites de Atterberg, por exemplo.

O ensaio é utilizado principalmente para determinação de propriedades mecânicas dos solos granulares, com ênfase nas propriedades resistentes.

Trata-se de um ensaio robusto, simples em equipamento e técnica de execução, expedito e pouco dispendioso. Apresenta a vantagem de associar a uma resistência à penetração, a recolha de amostras, ao longo de um perfil de solo.

As limitações deste ensaio estão associadas à corrente indefinição das características energéticas do equipamento usado e, situação marginal, ao pouco rigor dos procedimentos durante o ensaio, bem como o empirismo da parametrização geotécnica (com o uso de correlações que podem variar muito com o tipo de maciço).

Sendo um ensaio que, ainda que bem executado e em condições bem controladas de energia em relação ao padrão de 60% da energia teórica ou mesmo integrando com formulações da teoria da onda, não fornece mais do que o número de pancadas por 30,0 cm de penetração (Viana da Fonseca et al., 2016).

#### 2.4.2.2. Ensaio CPT (Cone Penetration Test)

O ensaio do cone penetrómetro estático, na sua forma básica com leitura da força mobilizada na ponta cónica e da força de atrito na manga lateral (CPT), na sua versão com registo de pressões da água nos poros (CPTU ou piezocone), ou, a leitura de ondas sísmicas distorcionais ou de corte (SCPTU ou piezocone sísmico), consiste na cravação contínua no solo de velocidades de uma ponteira de aço, sendo todo o processo automatizado, ou seja, é possível observar em profundidade a evolução dos parâmetros que vão sendo medidos de forma quase contínua.

A penetração é estática e contínua, por meio de um sistema hidráulico, a uma velocidade de 20,0 mm/s, sendo a ponteira de aço, representada na Figura 2.12, de extremidade cónica e uma manga.

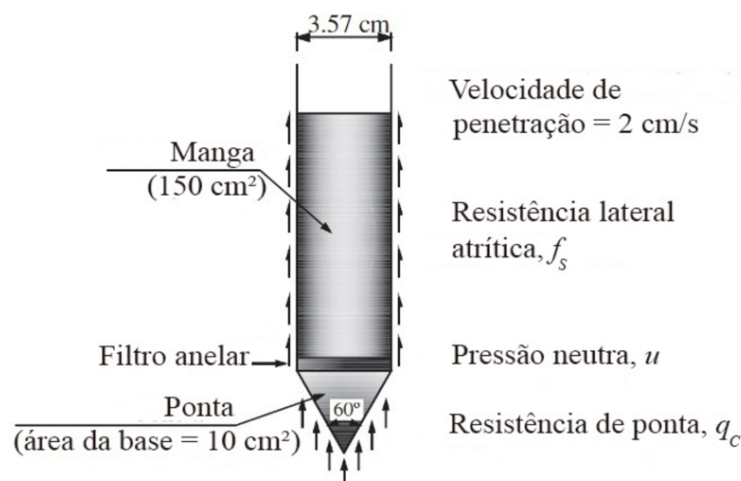


Figura 2.12 - Esquema da ponteira do CPT (Matos Fernandes, 2015)

O CPT é um ensaio rápido, económico e fornece medições contínuas e repetíveis de vários parâmetros. É um excelente meio para avaliação da disposição e da variabilidade dos estratos dos maciços em profundidade, em particular em solos sedimentares e moles.

Apresenta como vantagem óbvia em relação ao SPT o facto de ser completamente automatizado, pelo que os seus resultados são totalmente reprodutíveis, isto é, independentes de operador. Proporciona um grande contributo de dados repetíveis e confiáveis, e uma forte base teórica para interpretação.

É claramente um ensaio superior, entretanto, não é apropriado para caracterizar terrenos muito rijos ou com partículas de elevado diâmetro, como cascalhos médios e grossos, e não permite colher amostras para identificação dos materiais.

Estes ensaios possuem a aplicação mais ampla para estimar os parâmetros geotécnicos e de solos muito soltos ou moles até às rochas decompostas ou muito alteradas, mas não consegue penetrar solos heterogéneos com partículas de grandes dimensões, como os cascalhos.

#### 2.4.2.3. Ensaio SDMT (Seismic Dilatometer Test)

O dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT), consiste na combinação do dilatómetro plano (DMT) com um módulo sísmico para medir a velocidade da onda de corte  $V_s$ .

O módulo sísmico é uma barra instrumentada conectada entre a lâmina DMT e as hastes, equipada com dois recetores sísmicos (geofones), espaçados a 0,50 m, que permitem a medição da velocidade da onda de corte. A Figura 2.13 apresenta o equipamento utilizado para a realização do ensaio.

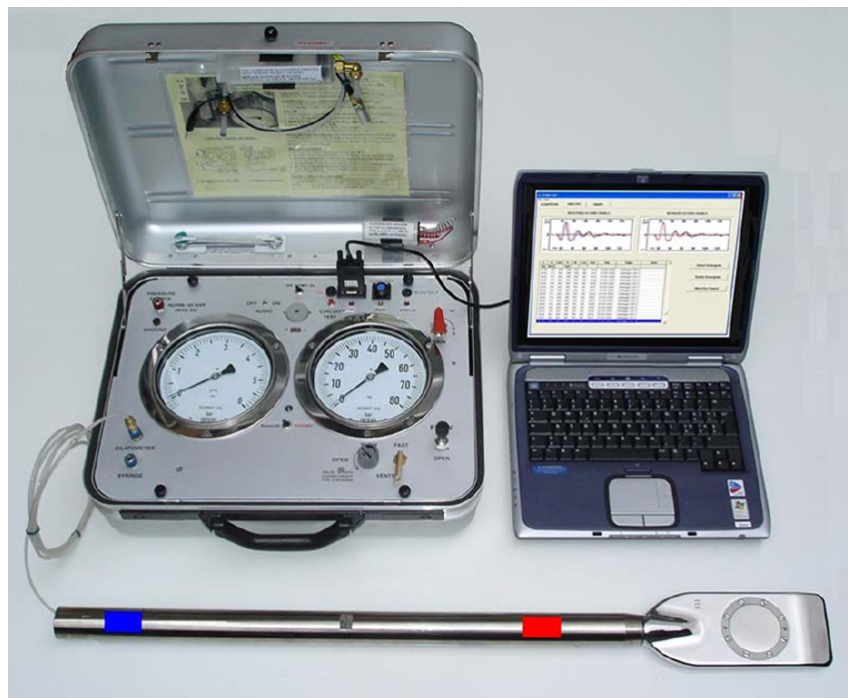


Figura 2.13 - Equipamento dilatómetro sísmico (Marchetti et al., 2001; Marchetti et al., 2008)

Para a geração de ondas de corte, um martelo de 10,0 kg é utilizado, o qual atinge horizontalmente uma placa retangular de aço pressionada verticalmente contra o solo e orientada com seu eixo paralelo ao

eixo dos recetores, para que possam oferecer a maior sensibilidade à onda de corte gerada. Quando uma onda de corte é gerada na superfície, conforme Figura 2.14, esta atinge primeiro o recetor superior e, depois de um atraso, o recetor inferior. Os sismogramas adquiridos pelos dois recetores, amplificados e digitalizados em profundidade, são transmitidos a um computador na superfície, que determina o atraso. A velocidade da onda de corte é obtida como o rácio entre a diferença da distância entre a fonte e os dois recetores ( $S_2 - S_1$ ) e o atraso na chegada do impulso do primeiro para o segundo recetor ( $\Delta t$ ) (Amoroso et al., 2014).

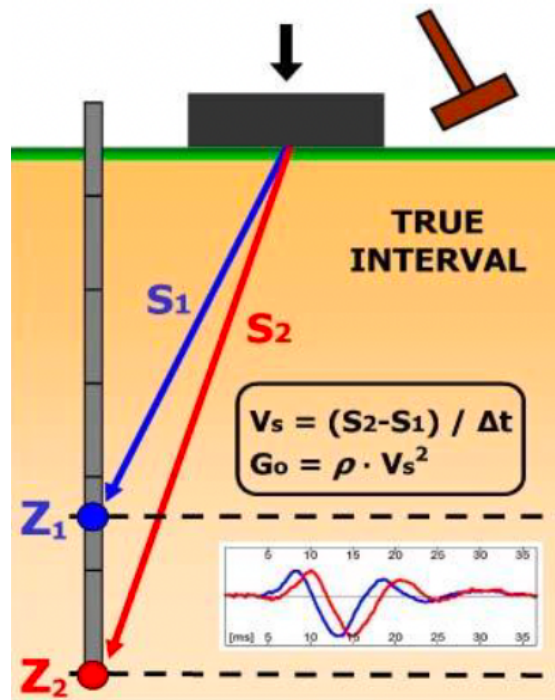


Figura 2.14 - Esquema do ensaio SDMT (Marchetti et al., 2001; Marchetti et al., 2008)

A partir da velocidade das ondas de corte é possível determinar o módulo  $G_0$ . Assim, a grande inovação deste ensaio, relativamente ao DMT, é o facto de utilizar dois geofones, sendo possível realizar dois registos sísmicos, para a mesma fonte.

#### 2.4.3. ENSAIOS GEOFÍSICOS

Os ensaios sísmicos geofísicos são úteis para avaliar as propriedades dinâmicas de maciços, podendo também fornecer a sua geometria e as propriedades de várias camadas.

Usualmente são baseados na propagação de ondas no maciço e, dados os baixos níveis de deformação impostos, podem ser analisados por simples modelos lineares.

Estes ensaios, baseiam-se na geração de um impulso sísmico num ponto do maciço e medição da chegada desse impulso a outro local instrumentado do maciço.

#### 2.4.3.1. Ensaio de Reflexão Sísmica

O ensaio de reflexão sísmica refere-se a um ensaio simples, utilizado para interpretações a larga escala ou depósitos de geometria simples, com base essencialmente na avaliação da chegada das ondas P a um determinado ponto recetor, geradas num ponto distante.

Apresenta limitações, pois abaixo do nível freático não se determina propriedades com este ensaio, e como as ondas P andam muito rápido, em distâncias muito pequenas não se consegue perceber a primeira e a segunda chegada da onda.

#### 2.4.3.2. Ensaio de Refração Sísmica (SR)

O ensaio de refração sísmica tem como princípio a interpretação da primeira chegada das ondas P em múltiplos sensores colocados à superfície do terreno.

A interpretação deste tipo de ensaios é usualmente desenvolvida com base em software especializado que permite produzir perfis geotécnicos com base na análise dos registos em situações diversas, os casos simples podem ser analisados manualmente.

Apresenta limitações, entre elas: caso não haja um aumento de rigidez em profundidade, não se verifica a refração; a presença do nível freático introduz uma “estratificação” artificial e impede a prospeção baixo desse nível; caso os estratos não sejam horizontais há necessidade de uma análise mais complexa.

#### 2.4.3.3. Ensaio sísmico entre furos (Cross Hole Seismic Test, CH)

O ensaio sísmico Cross-Hole, CH, entre furos adjacentes, provoca a geração de ondas no terreno a uma determinada profundidade, por meio de um impacto no interior de um furo de sondagem, e regista a chegada da onda num recetor situado à mesma profundidade em outro furo próximo. Permite uma avaliação direta das velocidades de propagação, tanto de ondas S, como de ondas P.

É corrente proceder à medição das velocidades das ondas com espaçamentos em profundidade da ordem de 2,0 m.

Em regra, a distância entre os furos adjacentes é normalmente de 5,0 m, sendo vantajoso decrescê-la.

Ao contrário do ensaio de refração sísmica, este ensaio permite caracterizar camadas mais profundas de menor rigidez, além de permitir estimar o valor do coeficiente de Poisson, pela medição combinadas das duas ondas sísmicas volúmicas.

#### 2.4.3.4. Ensaio SASW (Spectral Analysis of Surface Waves)

Ao contrário dos ensaios anteriormente apresentados, o ensaio SASW não se baseia na análise das características de propagação de ondas volúmicas (P e S) mas sim através da interpretação das características de propagação das ondas superficiais.

No caso de maciços estratificados, a propagação de ondas superficiais apresenta características dispersivas, ou seja, a velocidade de propagação depende da frequência de excitação, o que torna a análise um pouco mais complexa.

Neste ensaio é aplicada uma excitação à superfície do terreno e a resposta é lida num conjunto de sensores posicionados à superfície do terreno ao longo de um alinhamento reto.

Estando os sensores sincronizados e conhecida a distância entre eles é então possível estabelecer a curva e dispersão experimental das ondas P-SV.

A segunda fase do ensaio corresponde à inversão do problema, ou seja, recorrendo a um algoritmo de otimização, procura-se encontrar uma estratificação do solo que conduza a uma curva de dispersão idêntica à experimental.

## **2.5. ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Além dos métodos in situ, a avaliação do potencial à liquefação pode ser feita através de ensaios de laboratório. Entre os ensaios mais relevantes e comumente utilizados, encontram-se ensaios de identificação física e ensaios mecânicos. Dos ensaios de identificação física do solo, são de destacar: a composição granulométrica e os limites de Atterberg, e a determinação dos principais índices físicos, como: teor em água, índice de vazios, peso volúmico, etc.

Na presente dissertação, só serão analisados ensaios de laboratório de identificação, designadamente as análises granulométricas e os limites de consistência. O objetivo da análise destes ensaios reside na comparação com as estimativas da composição e tipo dos solos ensaiados in situ, através do SPT e CPT(u).

Entretanto, existem outros ensaios mecânicos que também permitem caracterizar a liquefação, os quais estão fora do âmbito de toda a dissertação, que serão sumariamente descritos a seguir.

O ensaio de laboratório mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos é o ensaio triaxial. Os ensaios triaxiais podem ser estáticos ou monotónicos em condições drenadas e não drenadas ou ensaios triaxiais cíclicos sob carregamento não drenado para avaliação do comportamento do solo para diferentes solicitações. As amostras podem ser moldadas através de diferentes técnicas, com diferentes índices de compacidade e tensões efetivas de confinamento. Paralelamente, pode-se determinar a velocidade de propagação de ondas sísmicas nas amostras durante a consolidação e aplicação de tensões de desvio crescentes, em particular em carregamento estático (Abreu, 2012).

Os ensaios triaxiais e em particular, os ensaios triaxiais cíclicos, permitem avaliar o potencial de liquefação de uma amostra de areia saturada. Esses ensaios são conduzidos impondo tensões de corte cíclicas à amostra sem permitir a drenagem da mesma. A liquefação da amostra ocorre precisamente quando se anula a tensão efetiva no seu interior (Matos Fernandes, 2017).

Os ensaios triaxiais cíclicos em condições não drenadas permitem a aplicação de uma razão de ação cíclica (CSR) pré-definida, determinando-se o número de ciclos para a qual ocorre a liquefação, podendo relacionar-se com diversos parâmetros de estado da amostra, definindo-se assim uma zona de segurança e risco. A determinação da velocidade das ondas de corte,  $V_s$ , permite também determinar um ábaco de risco, o qual relaciona a razão de ação cíclica com a velocidade de propagação de ondas de corte normalizadas, considerada por muitos, integradora de diversos fatores que outros parâmetros não incorporam.

Os resultados dos ensaios de laboratório, nomeadamente a sua representatividade em relação ao comportamento do terreno in situ, dependem evidentemente da qualidade das amostras submetidas a ensaio. Os ensaios de laboratório podem utilizar dois tipos de amostras: amostras ditas indeformadas, e amostras reconstruídas em laboratório a partir de uma amostra integral, com base no conhecimento das condições in situ (Jorge, 1994).

A amostragem indeformada das areias, por exigir técnicas sofisticadas e onerosas, só se realiza em estudos de exigência excecional, logo, poderá não estar disponível na prática corrente. Contudo, mesmo

para outros tipos de solos, a perturbação das amostras pode afetar seriamente a fiabilidade dos resultados.

É conhecida a dificuldade de colher amostras indeformadas de areia ou de solos arenosos abaixo do nível freático. Esta é sem dúvidas uma das grandes dificuldades da utilização dos ensaios de laboratório no estudo da liquefação.

Ainda como limitações, as amostras são em geral de pequena dimensão; a amostragem, quando possível, pode causar perturbações sobre o comportamento do material in situ; não reproduzem em geral solicitações realistas, utilizando simplificações do carregamento real; problemas como a concentração de tensões e deformações podem modificar o comportamento do solo; não definem mecanismos de rotura ou comportamento realistas, sendo por vezes impostos pela solicitação escolhida.

Em termos das vantagens dos ensaios de laboratório, reconhece-se que: a solicitação do solo é bem definida e o nível de deformação pode ser melhor controlado, alguns permitindo grandes deformações; os solos são ensaiados em condições de fronteira bem definidas; as condições de ensaio podem ser reproduzidas sucessivamente; permitem medição direta de algumas propriedades dos solos.

## **2.6. AÇÃO SÍSMICA**

### **2.6.1. TIPOS DE AÇÃO SÍSMICA**

Em Portugal, está previsto seguir as normas presentes no Anexo Nacional do Eurocódigo 8. O Anexo Nacional - NA da NP EN 1998-1:2010, elaborado no âmbito da atividade da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, com coordenação assegurada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), na sua qualidade de Organismo de Normalização Sectorial (ONS) no domínio dos Eurocódigos, estabelece as condições para implementação da NP EN 1998-1:2010 – “Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”.

Com base neste documento, a necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de ação sísmica, decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar o território nacional:

- Um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;
- Um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à Ação sísmica Tipo 2.

### **2.6.2. ZONAS SÍSMICAS**

De acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas e Edifícios e Pontes (RSAEEP, 2000), o território Continental Português é dividido em quatro zonas segundo ordem crescente de sismicidade, como mostra a Figura 2.15.



Figura 2.15 - Mapa de Zonamento sísmico em Portugal (RSAEEP, 2000)

De acordo com o Eurocódigo 8 (2010), os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local. Por definição, admite-se que a sismicidade em cada zona é constante.

Sendo o zonamento sísmico para Portugal Continental estabelecido, por Concelho, de acordo com a informação constante do Anexo Nacional e ilustrada na Figura 2.16.

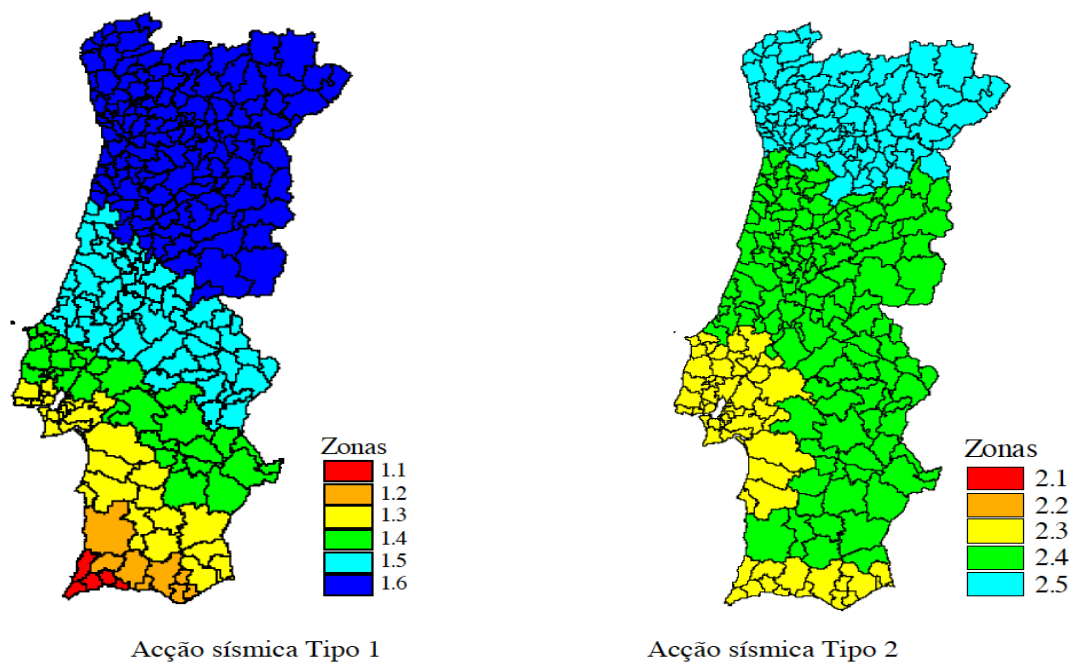


Figura 2.16 - Zonamento sísmico em Portugal Continental, segundo Eurocódigo 8, Parte 1, Anexo Nacional (2010)

Em Portugal, a sismicidade é descrita por um único parâmetro, os valores da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$ , indicados no Quadro 2.4, para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar.

Quadro 2.4 - Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas (Eurocódigo 8, 2010)

| Ação sísmica Tipo 1 |                              | Ação sísmica Tipo 2 |                              |
|---------------------|------------------------------|---------------------|------------------------------|
| Zona Sísmica        | $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> ) | Zona Sísmica        | $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> ) |
| 1.1                 | 2,5                          | 2.1                 | 2,5                          |
| 1.2                 | 2,0                          | 2.2                 | 2,0                          |
| 1.3                 | 1,5                          | 2.3                 | 1,7                          |
| 1.4                 | 1,0                          | 2.4                 | 1,1                          |
| 1.5                 | 0,6                          | 2.5                 | 0,8                          |
| 1.6                 | 0,35                         | -                   | -                            |

Para efeitos do dimensionamento da estrutura, a ação a considerar é a ação sísmica de cálculo,  $a_g$ , obtida por meio da expressão:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (6)$$

Sendo  $\gamma_I$  o coeficiente de importância.

Os coeficientes de importância a adotar de acordo com o tipo de ação sísmica são indicados no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Coeficientes de importância  $\gamma_I$  (Eurocódigo 8, 2010)

| Classe de importância | Ação sísmica Tipo 1 | Ação sísmica Tipo 2 |        |
|-----------------------|---------------------|---------------------|--------|
|                       |                     | Continente          | Açores |
| I                     | 0,65                | 0,75                | 0,85   |
| II                    | 1,00                | 1,00                | 1,00   |
| III                   | 1,45                | 1,25                | 1,15   |
| IV                    | 1,95                | 1,50                | 1,35   |

Em que as quatro classes de importância, foram definidas pelo Eurocódigo 8 (2010), em função das consequências de colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso.

As definições das classes de importância são apresentadas no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Classes de importância (Eurocódigo 8, 2010)

| Classe de importância | Edifícios                                                                                                                                                                  |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I                     | Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas.                                                                             |
| II                    | Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.                                                                                                                |
| III                   | Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais. |
| IV                    | Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas.           |

O valor obtido para  $a_g$ , é multiplicado pelo coeficiente de solo,  $S$ , fator que contabiliza a amplificação conferida pelo terreno de fundação, em função de  $S_{\text{máx}}$  e  $a_g$ .

$S_{\text{máx}}$  é determinado em conformidade com o tipo de solo, descrito no Quadro 2.7, e seu valor é indicado no Quadro 2.8.

Quadro 2.7 - Tipos de terreno (Eurocódigo 8, 2010)

| Tipo de terreno | Descrição do perfil estratigráfico                                                                                                                                                                                               | Parâmetros            |           |             |
|-----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-----------|-------------|
|                 |                                                                                                                                                                                                                                  | $V_{s,30}$ (m/s)      | $N_{SPT}$ | $C_u$ (kPa) |
| A               | Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.                                                                                                               | > 800                 | -         | -           |
| B               | Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. | 360 - 800             | > 50      | > 250       |
| C               | Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.                                                        | 180 - 360             | 15 - 50   | 70 - 250    |
| D               | Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.                                           | < 180                 | < 15      | < 70        |
| E               | Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $V_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m a 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $V_s > 800$ m/s.                                     |                       |           |             |
| S1              | Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $IP > 40$ ) e um elevado teor de água.                                         | < 100<br>(indicativo) | -         | 10 - 20     |
| S2              | Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1                                                                                      |                       |           |             |

Quadro 2.8 - Valores do parâmetro  $S_{m\acute{a}x}$  para ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2 (Eurocódigo 8, 2010)

| Tipo de terreno | $S_{m\acute{a}x}$ |
|-----------------|-------------------|
| A               | 1,0               |
| B               | 1,4               |
| C               | 1,6               |
| D               | 2,0               |
| E               | 1,8               |

Para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

Para  $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{\text{máx}} \quad (7)$$

Para  $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (8)$$

Para  $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0 \quad (9)$$

Por fim, calcula-se a aceleração máxima de referência, ou aceleração espectral para período nulo, de acordo com a equação:

$$a_{\text{max}} = a_g \times S \quad (10)$$

Referente a magnitude de referência, M, o Anexo Nacional, do Eurocódigo 8 (2010), Parte 5, apresenta uma lista de concelhos com definição da magnitude para a verificação do potencial de liquefação. O Quadro 2.9, mostra como exemplo, a definição da magnitude para o município de Vila Franca de Xira.

Quadro 2.9 - Lista de concelhos com definição das magnitudes para verificação do potencial de liquefação (Eurocódigo 8, P.5 – AN I, 2010)

| Período de retorno    |                     | 243 anos     |     | 475 anos     |     | 821 anos     |     | 1044 anos    |     | 1303 anos    |     |
|-----------------------|---------------------|--------------|-----|--------------|-----|--------------|-----|--------------|-----|--------------|-----|
| Classe de importância |                     | I            |     | II           |     | III          |     | III          |     | IV           |     |
| Código do município   | Designação          | Magnitude    |     | Magnitude    |     | Magnitude    |     | Magnitude    |     | Magnitude    |     |
|                       |                     | Ação sísmica |     | Ação sísmica |     | Ação sísmica |     | Ação sísmica |     | Ação sísmica |     |
|                       |                     | T1           | T2  | T1           | T2  | T1           | T2  | T1           | T2  | T1           | T2  |
| 1114                  | Vila Franca de Xira | 7,3          | 5,1 | 7,5          | 5,2 | 7,7          | 5,3 | 7,8          | 5,4 | 7,9          | 5,4 |

## 2.7. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

### 2.7.1. PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO ATRAVÉS DO FATOR DE SEGURANÇA À LIQUEFAÇÃO

Originalmente proposto por Seed e Idriss (1971), também recomendado pelo Eurocódigo 8 (2010), o “Procedimento Simplificado” é o método comumente mais utilizado para a avaliação da suscetibilidade à liquefação.

De acordo com este método, o fator de segurança referente à suscetibilidade à liquefação,  $FS_{liq}$ , é calculado pelo rácio entre a razão de resistência cíclica CRR (Cyclic Resistance Ratio) e a razão de tensões cíclicas CSR (Cyclic Stress Ratio), segundo a seguinte equação:

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (11)$$

O cálculo do CSR é relativamente direto e depende essencialmente da ação sísmica de projeto, traduzida pela aceleração máxima do solo  $a_{max}$  e definida de acordo com o local. O valor do CSR é definido de acordo com a expressão abaixo, proposta por Seed e Idriss (1971).

$$CSR = \frac{T_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (12)$$

Onde:

$a_{max}$  é a aceleração máxima local do solo à superfície.

$g$  é a aceleração gravitacional.

$\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total.

$\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva.

$r_d$  é um fator de redução da tensão de corte, responsável pela resposta dinâmica do solo, e pode ser expresso de acordo com as seguintes equações (Idriss, 1999):

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) \times M] \quad (13)$$

Em que:

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \times \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (14)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \times \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (15)$$

Sendo  $z$  a profundidade abaixo da superfície do solo em metros e  $M$  a magnitude do sismo.

A estimativa do CRR depende diretamente do método de ensaio de campo ou de laboratório utilizado no seu cálculo, nomeadamente através de ensaio SPT, CPT e ensaios geofísicos com medição da velocidade das ondas de corte  $V_s$ , como se detalha a seguir.

#### 2.7.1.1. Avaliação baseada em ensaios SPT

De acordo com a proposta de Boulanger e Idriss (2014), a correlação do CRR com parâmetros de ensaios SPT é determinada, inicialmente, com a normalização do ensaio para uma eficiência de 60% do sistema de cravação, determinado como mostra a equação:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (16)$$

Onde:

$(N_1)_{60}$  é o resultado do ensaio normalizado.

$C_N$  é o fator corretivo do nível de tensão efetiva.

$N_{60}$  é o resultado do ensaio SPT.

O fator corretivo  $C_N$  define-se de acordo com a equação:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1,7 \quad (17)$$

Em que:

$P_a$  é a pressão atmosférica.

$m$  é calculado de acordo com a equação:

$$m = 0,784 - 0,0768 \times \sqrt{(N_1)_{60,cs}} \quad (18)$$

Nota-se que o  $m$  é expresso em termos de  $(N_1)_{60,cs}$ , o qual representa a resistência à penetração do ensaio SPT,  $N_{60}$ , normalizada e ajustada a uma areia limpa equivalente, isto é, com uma percentagem de finos inferior a 5%, obtido utilizando a seguinte equação:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (19)$$

Sendo o  $\Delta(N_1)_{60}$  expresso em função do FC e determinado de acordo com a equação:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1,63 \times \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left( \frac{15,7}{FC + 0,01} \right)^2 \right) \quad (20)$$

Desta forma, o CRR pode ser calculado, de acordo com a expressão:

$$CRR = CRR_{7,5} \times MSF \times K_{\sigma} \quad (21)$$

Onde:

$CRR_{7,5}$  é a razão de resistência cíclica para uma magnitude de referência de 7,5, definida pela seguinte expressão:

$$CRR_{7,5} = \exp \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right) \quad (22)$$

Pelo facto das magnitudes de referência atribuídas no EC8 (2010), apresentarem valores diferentes de 7,5, é necessário fazer uma correção deste valor para a magnitude correspondente.

Esta correção é feita por meio do fator de escala de magnitude, MSF e do fator corretivo de tensões,  $K_{\sigma}$ , expressos nas equações abaixo.

MSF depende apenas da magnitude do sismo, e apresenta diferentes expressões para areias e argilas, respetivamente, como mostram as equações:

$$MSF = 6,9 \times \exp \left( -\frac{M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (23)$$

$$MSF = 1,12 \times \exp \left( -\frac{M}{4} \right) + 0,828 \leq 1,13 \quad (24)$$

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \times \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1,1 \quad (25)$$

Em que:

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55 \times \sqrt{(N_1)_{60,cs}}} \leq 0,3 \quad (26)$$

Desta forma, obtém-se o valor da razão de resistência cíclica CRR.

### 2.7.1.2. Avaliação baseada em ensaios CPT

Segundo a proposta de Robertson (2009), desenvolvida a partir do método de Robertson e Wride (1998), a correlação do CRR com parâmetros de ensaios CPT é definida, inicialmente, pela determinação das tensões totais e efetivas, a partir dos resultados obtidos pelo ensaio, como mostram as seguintes equações:

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (27)$$

$$\sigma'_v = \sum (\gamma \times z) - (\gamma_w \times z_w) \quad (28)$$

Onde:

$\gamma$  é o peso volúmico do solo em  $\text{kN/m}^3$ .

$\gamma_w$  é o peso volúmico da água em  $\text{kN/m}^3$ .

$z$  é a profundidade em metros.

$z_w$  é a profundidade abaixo do nível freático em metros.

Referente aos parâmetros normalizados do ensaio, estes são calculados de acordo com o que se apresenta abaixo.

A resistência à penetração normalizada,  $Q_{tn}$ , é definida segundo a proposta clássica de Robertson e Wride (1998), expressa na equação:

$$Q_{tn} = \left[ \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{P_a} \right] \times C_N \quad (29)$$

Onde:

$q_t$  é a resistência total que o solo oferece à penetração da ponta cônica.

$\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total.

$P_a$  é a pressão atmosférica.

$C_N$  é o fator corretivo do nível de tensão efetiva, definido pela equação:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (30)$$

Sendo  $n$  o expoente de tensão, determinado de acordo com a equação:

$$n = 0,381 \times (I_c) + 0,05 \times \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad (31)$$

Onde:

$n \leq 1,0$  para a primeira iteração, até se obter uma diferença igual ou menor que 0,01 ( $\Delta_n \leq 0,01$ ).

$I_c$  é o índice de comportamento do material, definido por meio de um processo iterativo de cálculo, de acordo com a seguinte equação:

$$I_c = \left[ (3,47 - \log Q_{tn})^2 + (1,22 + \log F_r)^2 \right]^{0,5} \quad (32)$$

Sendo  $F_r$  é a razão de atrito normalizada, em percentagem, definida pela equação:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100 \quad (33)$$

Em que:

$f_s$  é a resistência lateral.

$q_t$  a resistência de ponta total normalizada.

$\sigma_{v0}$  a tensão vertical total.

A relação recomendada entre  $I_c$  e o fator de correção  $K_c$  é dada de acordo com as expressões abaixo.

Quando  $I_c \leq 1,64$ :

$$K_c = 1,0 \quad (34)$$

Quando  $1,64 < I_c \leq 2,60$ :

$$K_c = 5,581 \times I_c^3 - 0,403 \times I_c^4 - 21,63 \times I_c^2 + 33,75 \times I_c - 17,88 \quad (35)$$

Quando  $1,64 < I_c < 2,36$  e  $F_r < 0,5\%$ :

$$K_c = 1,0 \quad (36)$$

Quando  $2,50 < I_c < 2,70$ :

$$K_c = 6 \times 10^{-7} \times (I_C)^{16,76} \quad (37)$$

Para o cálculo deste fator corretivo, não são admitidos valores de  $I_C$  superiores a 2,70.

Assim, é determinado o valor da resistência de ponta do cone normalizada e equivalente a uma areia limpa, de acordo com a seguinte equação:

$$Q_{tn,cs} = K_c \times Q_{tn} \quad (38)$$

Para valores de  $Q_{tn,cs}$  entre 50 a 160 e  $I_C \leq 2,7$ :

$$CRR_{7,5} = 93 \times \left[ \frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad (39)$$

Para valores de  $Q_{tn,cs}$  inferiores a 50 e  $I_C \leq 2,7$ :

$$CRR_{7,5} = 0,833 \times \left[ \frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right] + 0,05 \quad (40)$$

Quando  $I_C > 2,7$ , o  $CRR_{7,5}$  é calculado em função do  $Q_{tn}$  e do  $K_\alpha$ , como mostra a equação:

$$CRR_{7,5} = 0,053 \times Q_{tn} \times K_\alpha \quad (41)$$

Sendo  $K_\alpha$  um fator de redução com base nas tensões de corte estático no momento do sismo, proposto por Boulanger e Idriss (2004). Em condições de terreno plano,  $K_\alpha$  assume valor igual a 1,0.

Obtido o valor de  $CRR_{7,5}$ , é necessário empregar um fator corretivo que o torne representativo da magnitude a que o solo estará exposto.

Esta correção é feita por meio do fator de escala de magnitude, MSF, proposta por Robertson (2009).

$$MSF = \frac{174}{M^{2,56}} \quad (42)$$

Sendo M a magnitude do sismo.

Desta forma, por meio da equação:

$$CRR = MSF \times CRR_{7,5} \quad (43)$$

Obtém-se o valor da razão de resistência cíclica CRR.

Em resumo, a metodologia completa para a estimativa do  $CRR_{7,5}$  a partir do ensaio CPT está esquematizada na Figura 2.17.

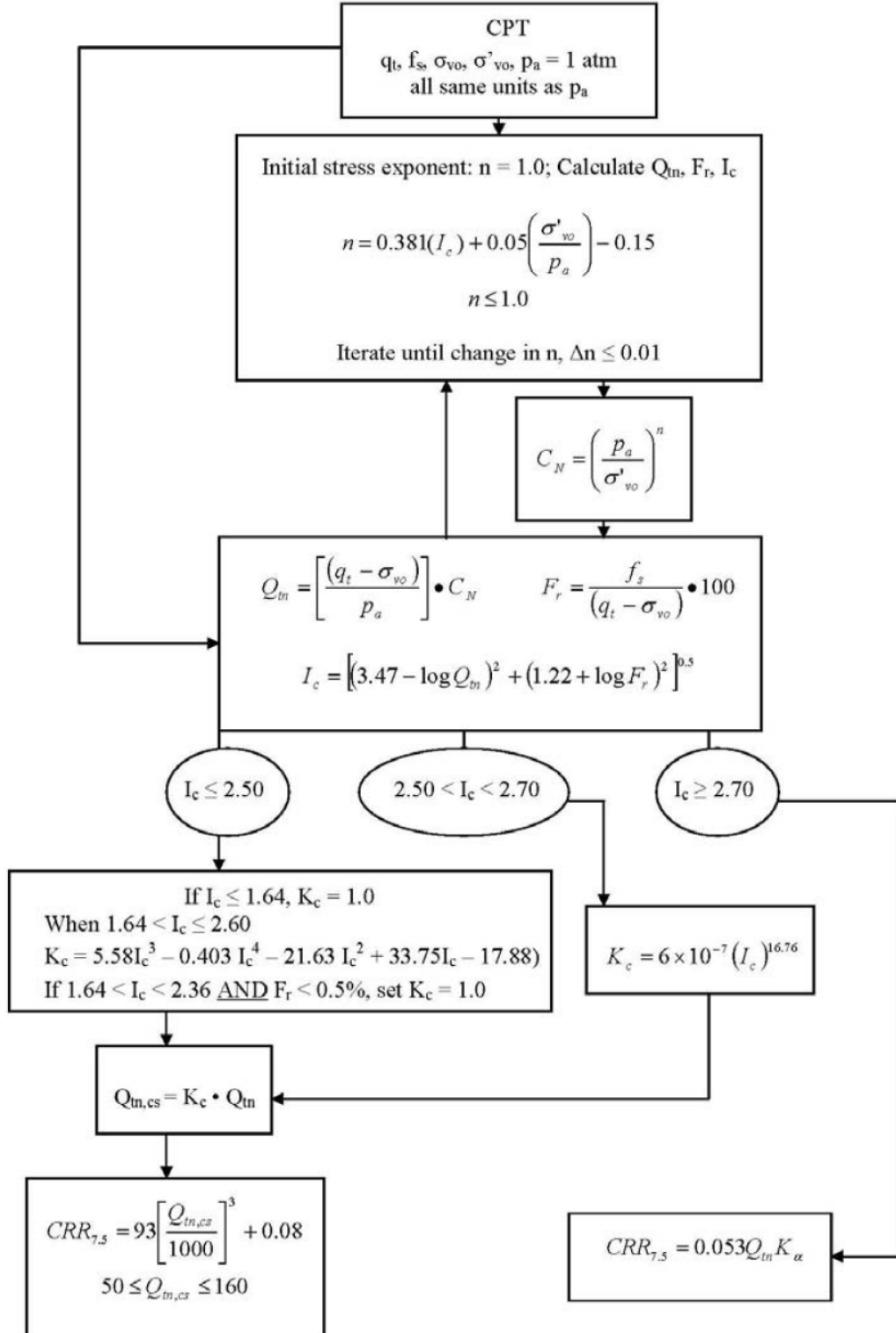


Figura 2.17 - Esquema representativo do método de Robertson (Robertson, 2015)

### 2.7.1.3. Avaliação baseada nas ondas sísmicas

Referente as ondas sísmicas, existem dois tipos de ondas, as ondas volúmicas e as ondas superficiais. Como as ondas superficiais apenas se propagam junto à superfície, este tipo de onda acaba por não interessar para a avaliação da suscetibilidade à liquefação. Quanto as ondas volúmicas, responsáveis pelos primeiros tremores sentidos durante a ocorrência de sismos, apenas dois tipos se podem propagar no interior de maciços indefinidos, são as ondas P ou de compressão e as ondas S ou distorcionais ou de corte.

As ondas P são muito afetadas pela presença da água, portanto não são adequadas para este tipo de análise, visto que uma das condições para desencadear liquefação é o estado do solo saturado. Sendo então as ondas S e as respectivas velocidades utilizadas para avaliar a liquefação.

A velocidade das ondas de corte,  $V_s$ , é um parâmetro de extrema importância ao ser analisado como um índice de resistência à liquefação, por estar relacionado com as propriedades de rigidez, diretamente ao estado de tensão, ao índice de vazios, a idade geológica. Portanto estas acabam por ser medidas muito fiáveis do estado do solo.  $V_s$  é uma medida direta da rigidez, são tanto maiores quanto mais rígido é o solo.

Para a avaliação da suscetibilidade à liquefação através das velocidades de propagação das ondas de corte, existem duas metodologias distintas, propostas por Andrus e Stokoe (2000) e Kayen et al. (2013).

Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2004), refere-se a metodologia mais antiga e habitual, considerada simples, apresenta a mesma filosofia do “Procedimento Simplificado” de Seed e Idriss, em que a velocidade da onda de corte é corrigida a uma tensão vertical de referência e correlacionada com a razão de tensão cíclica.

Esta metodologia segue o formato geral dos procedimentos baseados nos ensaios SPT e CPT.

Desta forma, inicialmente são determinadas as tensões totais e efetivas, a partir das velocidades das ondas de corte obtidas nas respectivas profundidades, após a execução do ensaio.

A normalização da velocidade da onda de corte em relação as tensões efetivas in situ, é calculada de acordo com a seguinte expressão, proposta por Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al (2004).

$$V_{S1} = V_s \times \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (44)$$

Onde:

$V_{S1}$  é a velocidade da onda de corte normalizada.

$V_s$  é a velocidade da onda de corte registada.

$P_a$  é a pressão atmosférica que assume valor de 100 kPa.

$\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva.

Proposto por Andrus e Stokoe (2000), com base nas correlações de  $N_{SPT} - V_s$  e nos casos históricos, a velocidade da onda de corte normalizada é caracterizada por um valor superior limite para a ocorrência de liquefação, designado por  $V^*_{S1}$ , e a depender da percentagem de finos, pode assumir os seguintes valores:

$$V_{S1}^* = 215 \text{ m/s, para } FC \leq 5\% \quad (45)$$

$$V_{S1}^* = 215 - 0,5 \times (FC - 5) \text{ m/s, para } 5\% < FC < 35\% \quad (46)$$

$$V_{S1}^* = 200 \text{ m/s, para } FC \geq 35\% \quad (47)$$

Sendo FC a percentagem de finos.

Determina-se o nível de tensão cíclica no solo causado pela ocorrência do sismo, expresso pela razão de tensões cíclicas (CSR), e definida de acordo com a metodologia de Seed e Idriss (1971), apresentada anteriormente.

Determina-se também a resistência do solo à liquefação, expressa pela razão de resistência cíclica (CRR), a qual apresenta uma relação direta com a velocidade da onda de corte normalizada.

A Figura x apresenta as curvas CRR -  $V_{S1}$  de Andrus e Stokoe (2000), para sismos de magnitude 7,5.

Os dados do histórico de casos utilizados para estabelecer estas curvas, são limitados aos solos não cimentados da idade do Holoceno, a profundidades médias inferiores a 10 m, ao nível freático entre 0,5 m e 6 m, e medições do  $V_S$  realizadas abaixo do nível freático.

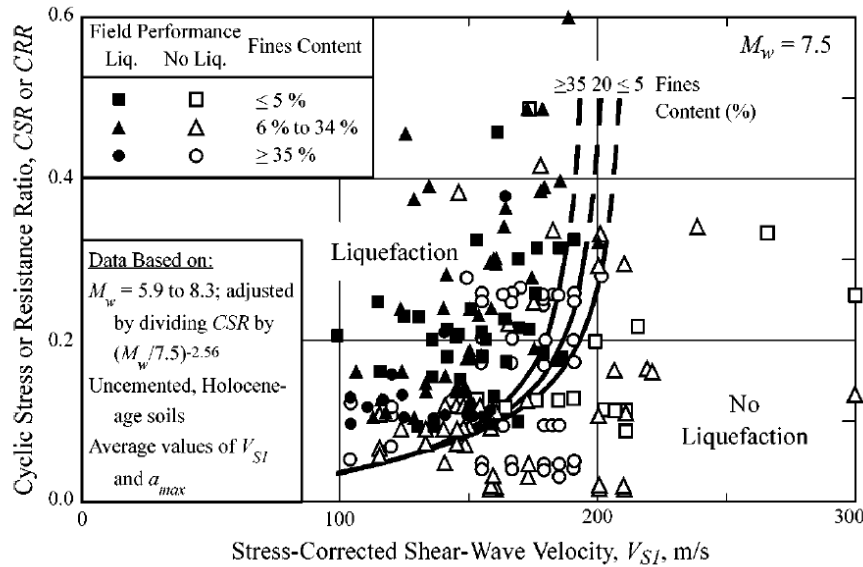


Figura 2.18 - Avaliação da liquefação com base em  $V_{S1}$  e CSR ou CRR (Andrus e Stokoe, 2000)

Estas curvas são definidas de acordo com a seguinte expressão:

$$CRR = MSF \left\{ 0,022 \times \left( \frac{K_{a1} V_{S1}}{100} \right)^2 + 2,8 \times \left( \frac{1}{V_{S1}^* - (K_{a1} V_{S1})} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right\} K_{a2} \quad (48)$$

Onde:

MSF é o fator de escala de magnitude, o qual assume valor igual a 1 para sismos com magnitude de 7,5.

$V_{S1}$  é a velocidade da onda de corte normalizada.

$V_{S1}^*$  é o valor limite superior de  $V_{S1}$  para a ocorrência da liquefação.

$K_{a1}$  é um fator corretivo do efeito da idade em  $V_{S1}$ .

$K_{a2}$  é um fator corretivo do efeito da idade em CRR.

Para solos não cimentados da idade do Holoceno,  $K_{a1}$  e  $K_{a2}$  assumem valor igual a 1,0.

Para solos mais antigos,  $K_{a1}$  e  $K_{a2}$  são determinados através de equações e medições locais de  $V_S$  -  $N_{SPT}$ , propostas por Andrus et al. (2004).

A metodologia proposta por Kayen et al. (2013), considerada a mais recente, é um método probabilístico e tem por base uma filosofia completamente diferente. Correlações probabilísticas foram desenvolvidas, baseadas em um vasto banco de dados históricos de casos bem documentados, para uma avaliação probabilística e determinística quanto à suscetibilidade à liquefação, fundamentada na velocidade das ondas de corte  $V_S$ .

De acordo com Ferreira et al. (2020), utiliza-se a abordagem determinística para uma probabilidade de liquefação ( $P_L$ ) de 15%, através das equações fornecidas a seguir. Os respectivos fatores de segurança são calculados através da razão entre a capacidade do solo de resistir à liquefação em  $P_L$  de 15% e a demanda sísmica correspondente, CSR.

$$P_L = \Phi \left\{ - \frac{[(0,0073 \cdot V_{s1})^{2,8011} - 1,946 \cdot \ln(CSR) - 2,6168 \cdot \ln(M_w) - 0,0099 \cdot \ln(\sigma'_{v0}) + 0,0028 \cdot (FC)]}{0,4809} \right\} \quad (49)$$

$$CRR = \exp \left\{ \frac{[(0,0073 \cdot V_{s1})^{2,8011} - 2,6168 \cdot \ln(M_w) - 0,0099 \cdot \ln(\sigma'_{v0}) + 0,0028 \cdot FC - 0,4809 \cdot \Phi^{-1}(P_L)]}{1,946} \right\} \quad (50)$$

## 2.8. ÍNDICES DE RISCO BASEADOS NOS ENSAIOS SPT E CPT

### 2.8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Designa-se por índices de risco os índices quantitativos de risco de liquefação, os quais caracterizam as consequências do próprio processo de liquefação, sendo utilizados nas novas abordagens à avaliação da liquefação.

### 2.8.2. ÍNDICE DE POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

O Índice de Potencial de Liquefação (LPI, de Liquefaction Potential Index) foi originalmente desenvolvido no Japão para estimar o potencial de liquefação capaz de causar danos nas fundações de um determinado local (Iwasaki, 1978, 1982).

Este índice assume que a gravidade do fenómeno é proporcional à espessura da camada liquefeita e à sua proximidade à superfície do terreno, considerando apenas os horizontes com fator de segurança à

liquefação menor que um e desprezando profundidades superiores a 20 m (Viana da Fonseca et al., 2016).

O modo de efetuar a avaliação do LPI corresponde à transformação do integral definido num somatório comutativo do produto de F e W.

Desta forma, o LPI é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$LPI = \int_0^{20m} F \times W(z) dz \quad (51)$$

W depende da profundidade, z, em metros, e é expresso de acordo com a equação:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2} \times z \quad (52)$$

F depende do fator de segurança à liquefação,  $FS_{liq}$ , definido pelo rácio entre CRR e CSR, como visto anteriormente, e expresso de acordo com as equações:

$$F = 1 - FS_{liq}, \text{ se } FS_{liq} \leq 1 \quad (53)$$

$$F = 0, \text{ se } FS_{liq} > 1 \quad (54)$$

De acordo com o valor obtido para o LPI, é definido o potencial de liquefação.

A classificação de Iwasaki et al. (1982) foi adotada, conforme indicado no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 - Classificação do Potencial de Liquefação com base no LPI (Iwasaki et al., 1982)

| LPI               | Potencial de Liquefação |
|-------------------|-------------------------|
| 0                 | Muito baixo             |
| $0 < LPI \leq 5$  | Baixo                   |
| $5 < LPI \leq 15$ | Elevado                 |
| $> 15$            | Muito elevado           |

### 2.8.3. NÚMERO DE SEVERIDADE DE LIQUEFAÇÃO

O Número de Severidade de Liquefação (LSN), desenvolvido por Tonkin e Taylor (2013), representa os danos de liquefação superficial em terrenos residenciais e fundações.

Este índice de risco considera a deformação volumétrica densificada, calculada pela ponderação da profundidade como um sinal da gravidade dos danos de liquefação prováveis na superfície do terreno (Viana da Fonseca et al., 2016).

O LSN é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad (55)$$

Onde:

$\varepsilon_v$  é a deformação densificada calculada por horizonte.

$z$  é a profundidade do mesmo abaixo da superfície do terreno, em metros.

Os limites de classificação do LSN estão representados no Quadro 2.11.

Quadro 2.11 - Descrição dos Danos com Base no LSN (Tonkin e Taylor, 2013)

| Intervalo de LSN | Efeitos Típicos                                                                                                     |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0 - 10           | Pouca ou nenhuma expressão de liquefação.<br>Efeitos mínimos.                                                       |
| 10 - 20          | Pouca expressão de liquefação.<br>Alguns sand boils.                                                                |
| 20 - 30          | Expressão de liquefação moderada.<br>Sand boils e alguns danos estruturais.                                         |
| 30 - 40          | Expressão de liquefação moderada a severa.<br>Assentamento pode causar danos estruturais.                           |
| 40 - 50          | Expressão de liquefação intensa.<br>Ondulações e danos à superfície do solo.<br>Assentamentos graves de estruturas. |
| > 50             | Extensa evidência de liquefação na superfície.<br>Danos severos.<br>Assentamentos severos que afetam as estruturas. |

Os autores concluíram que este parâmetro é um bom indicador da suscetibilidade à liquefação em zonas residenciais planas e confinadas. Entretanto, o mesmo não se verifica quanto à suscetibilidade de deslocamentos laterais.

# 3

## SÍTIO PILOTO

### 3.1. LOCALIZAÇÃO

O campo experimental em estudo, designado como sítio piloto, localiza-se na região de Lisboa, na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, mais precisamente envolvendo parte dos municípios de Vila Franca de Xira e Benavente, limitada a Oeste e Este pelos Rios Tejo e Sorraia, respetivamente.

O local refere-se a uma extensa planície aluvionar, caracterizada por uma faixa de terreno alongada, com área total de 146,9 km<sup>2</sup>, delimitada pelo polígono representado na Figura 3.1.



Figura 3.1 - Mapa de delimitação da área do sítio piloto (Google Earth®, 2021)

Esta área de localização encontra-se dividida aproximadamente ao meio, pela Estrada Nacional nº10, também conhecida por Reta do Cabo, a qual liga Vila Franca de Xira a Porto Alto.

A Lezíria Grande de Vila Franca de Xira é uma região com elevado potencial para o desenvolvimento da atividade agrícola, devido à grande fertilidade do solo, à sua proximidade com a região de Lisboa e consequentemente com grandes mercados.

### 3.2. ESCOLHA DO SÍTIO PILOTO

A escolha do local mais adequado para o sítio piloto baseou-se nas informações existentes de extensa caracterização geológica e geotécnica do local devido à construção do viaduto da A10, na sismicidade histórica e registos geológicos, tendo em consideração o zonamento do potencial de liquefação proposto por Jorge (1994), do qual parte é apresentado na Figura 3.2.

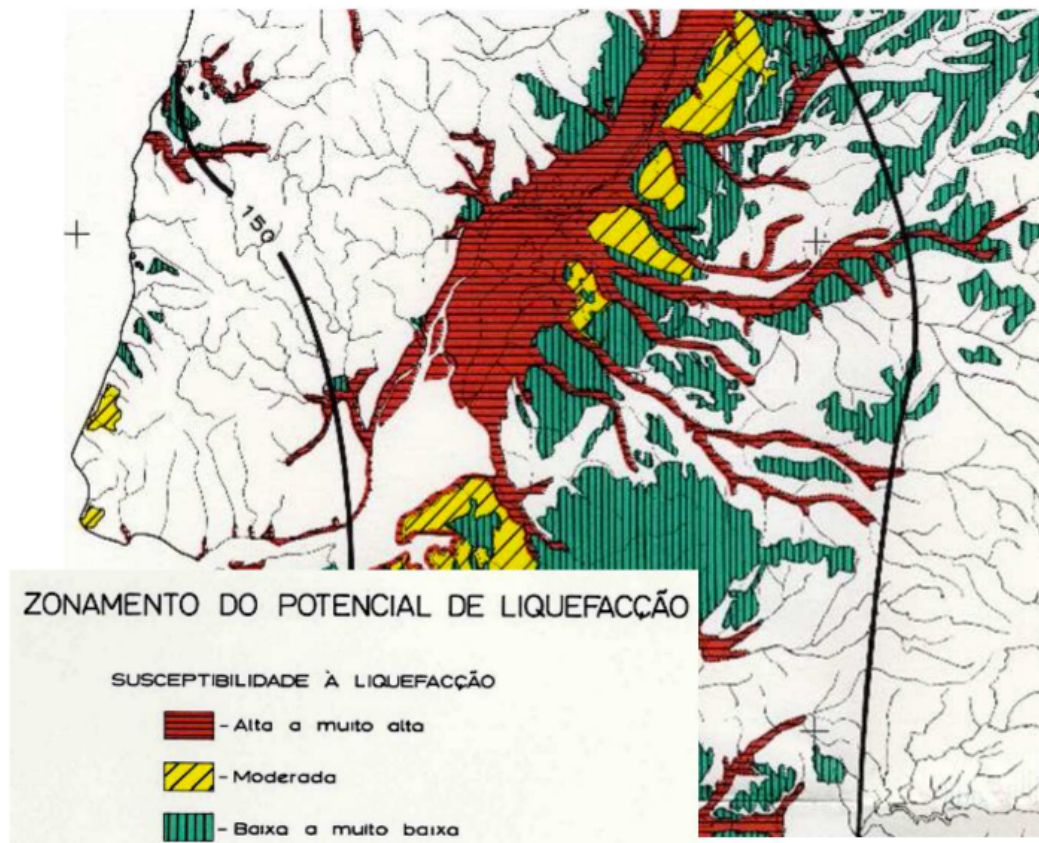


Figura 3.2 - Fragmento do mapa de zonamento do potencial de liquefação (Jorge, 1994)

Com base neste zonamento, Saldanha (2017) desenvolveu na região da Grande Lisboa, um estudo preliminar de microzonamento de suscetibilidade à liquefação, baseado em ensaios *in situ*, sobretudo SPT e CPT, de modo a evidenciar as zonas consideradas críticas do ponto de vista da liquefação.

Posteriormente, esses dados foram compilados e analisados em maior detalhe com recurso a modelos geoestatísticos, para a construção de um modelo geológico tridimensional do sítio piloto e a definição da posição do firme rochoso (bedrock) com base nesse modelo e em ensaios de ruído ambiente (HVSr).

Destes resultados, foi possível realizar um estudo específico da resposta sísmica local, com vista à elaboração do microzonamento de suscetibilidade à liquefação final, que está detalhado em Viana da Fonseca et al. (2020 (D2.7)) e resumidamente apresentado em Lai et al. (2020).

### 3.3. BANCO DE DADOS

As informações utilizadas para a investigação do sítio piloto contemplam um extenso e considerável banco de dados, caracterizado por informações geológicas, geotécnicas e geofísicas existentes na região da Grande Lisboa.

Estas informações, que alimentam o banco de dados, foram retiradas de relatórios produzidos pelas diversas entidades que operaram na área do projeto e de resultados dos ensaios *in situ* e em laboratório executados no âmbito do projeto LIQUEFACT (2016).

Os relatórios produzidos pelas entidades, referem-se à parte Nordeste a Sul do vale inferior do Tejo, onde há depósitos quaternários de areia, envolvendo os municípios de Vila Franca de Xira, Benavente, Montijo, entre outros. A Figura 3.3 mostra a representação do mapa geológico da região da Grande Lisboa, com a tabela cronoestratigráfica internacional, em que é possível observar detalhadamente a legenda do mapa geológico dentro do mesmo intervalo de tempo geológico.

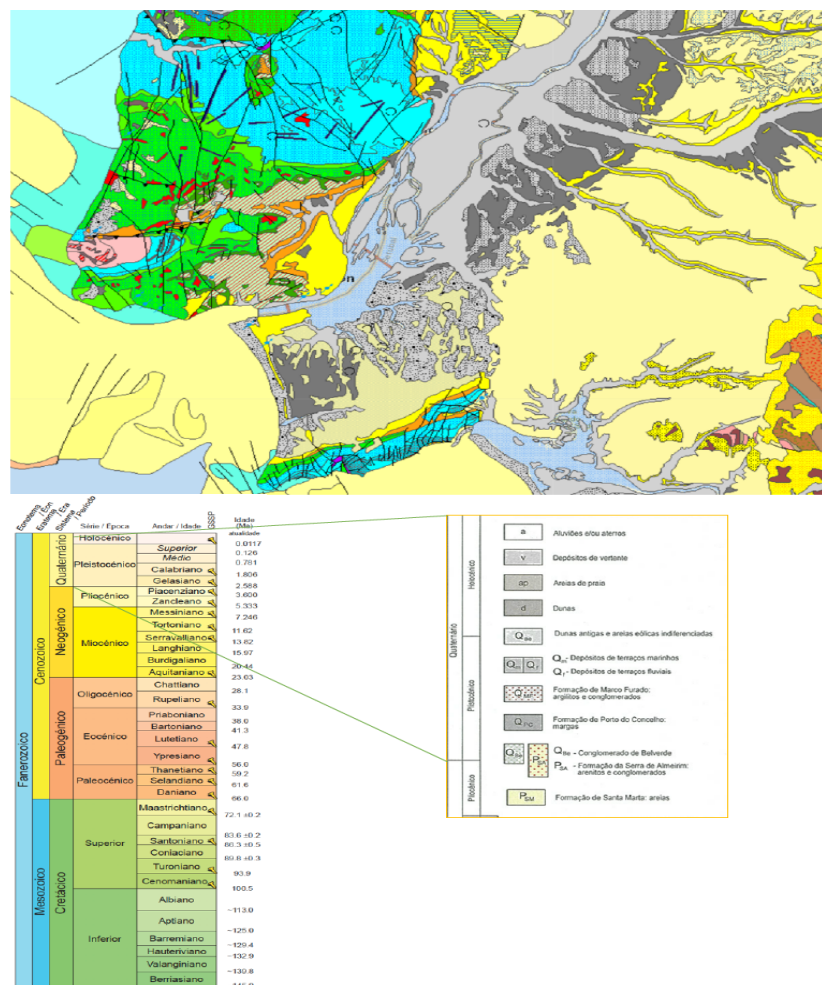


Figura 3.3 - Mapa geológico da região da Grande Lisboa (Geoportal.Ineg.pt, 2016)

No âmbito do projeto LIQUEFACT, realizaram-se três campanhas de prospeção, correspondentes a diferentes anos de execução. A primeira campanha aconteceu na zona da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, a segunda na zona de Benavente, e a terceira por toda a área, com o intuito de fechar os pontos onde ainda não havia dados suficientes, de modo a fornecer informações que garantissem o nível de resolução necessária para o modelo geológico e geotécnico funcionar.

Para além dessas campanhas de ensaio, constam no banco de dados, resultados de ensaios in situ realizados no sítio piloto, anteriores ao próprio projeto, que foram recolhidos após uma pesquisa exaustiva em bases de dados geotécnicos, e por meio da colaboração com instituições e empresas, nomeadamente o LNEG, o LNEC, empresas de prospeção e gabinetes de projeto. Dessa compilação de dados, foram contabilizados mais de 350 ensaios in situ executados, entre eles ensaios geotécnicos e geofísicos. Há resultados de 257 ensaios SPT, 70 CPT(u), 12 DMT, 17 perfis de  $V_s$  obtidos por meio de ensaios SCPT, Cross-Hole ou Refração Sísmica.

Consta também no banco de dados, resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental, referentes a pontos de investigação mais avançados. A realização de ensaios de laboratório, apesar destes serem feitos nas amostras de SPT, e, portanto, nas próprias profundidades em que foram recolhidas, permite obter informações úteis em termos da caracterização física dos solos recolhidos durante os ensaios SPT.

O conjunto de amostras indeformadas, recolhidas durante a realização das campanhas de amostragem, foi submetido a ensaios laboratoriais, entre eles: análise granulométrica por peneiração e sedimentação, limites de consistência de Atterberg, determinação do teor em água e densidade das partículas sólidas, bem como ensaios mecânicos, como ensaios edométricos, de corte direto e ensaios triaxiais.

### **3.4. ANÁLISE DAS INFORMAÇÕES DO BANCO DE DADOS**

As análises das informações recolhidas que compõem o banco de dados, foram inicialmente desenvolvidas por Saldanha (2017). Os resultados dos ensaios in situ foram analisados através da utilização de folhas de cálculo com recurso ao Excel, programadas de acordo com as abordagens descritas anteriormente; por meio do software Cliq<sup>®</sup>, responsável unicamente pela análise de dados do CPT(u), e com base em um sistema de informação geográfica, onde todos os pontos foram georreferenciados no Google Earth<sup>®</sup>, identificados por um pin e caracterizados por um esquema de cores, representados no Quadro 3.1.

O esquema de cores faz referência a classificação da suscetibilidade à liquefação baseada no fator de segurança,  $FS_{liq}$ . Para cada perfil do solo esta classificação foi determinada, de acordo com os seguintes critérios:

- Fator de segurança inferior a 1,00
- Espessura mínima de 3 m consecutivos para a camada de solo liquefazer

A escolha da espessura mínima de 3 m consecutivos, já adotada anteriormente por Saldanha (2017), prende-se com a consideração de um mínimo de 2 resultados consecutivos de  $FS_{liq}$  baseados em ensaios SPT e serve apenas de orientação relativamente ao comportamento à liquefação desse perfil.

A partir destes critérios foram considerados três graus de suscetibilidade: nula, média e alta, conforme o Quadro 3.1.

Como é de esperar zonas com grande suscetibilidade à liquefação, optou-se por utilizar um fator de segurança mínimo igual a 1,00. Entretanto, não é um valor tão conservativo, porém realista, sobretudo quando se investiga zonas de maior suscetibilidade à liquefação. É importante ressaltar que o Eurocódigo 8 (2010) é mais conservativo, ao considerar um fator de segurança de 1,25.

Quadro 3.1 - Representação do esquema de cores baseado no  $FS_{liq}$

| Suscetibilidade | $FS_{liq}$ | Espessura da camada | Cor      | Dados SPT                                                                           | Dados CPT                                                                           | Dados CH                                                                            |
|-----------------|------------|---------------------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Nula            | $> 1,0$    | 0 m                 | Verde    |  |  |  |
| Média           | $\leq 1,0$ | $0 < z_{liq} < 3$ m | Laranja  |  |  |  |
| Alta            | $\leq 1,0$ | $z_{liq} \geq 3$ m  | Vermelho |  |  |  |

A partir dos pontos georreferenciados, e com base na suscetibilidade à liquefação de acordo com o  $FS_{liq}$ , a Figura 3.4 proporciona uma visão geral de alguns dos diversos ensaios executados no sítio piloto.

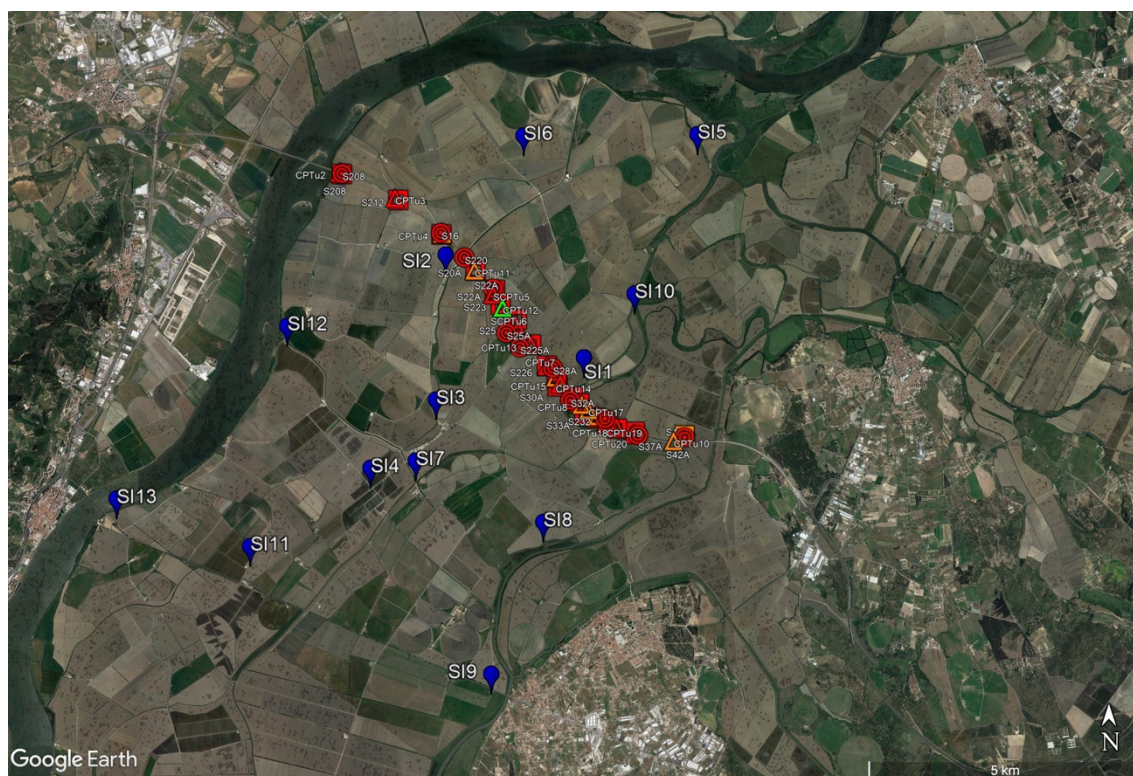


Figura 3.4 - Mapa de localização dos ensaios existentes (Google Earth®, 2021)

Na presente dissertação, alguns dos pontos ensaiados foram caracterizados e analisados de forma mais intensa e detalhada. Entre eles: 21 ensaios SPT, 19 CPTu, 2 SCPTu e 12 CH.

Nota-se que a maioria dos pontos analisados estão localizados ao longo da A10, os quais estão representados nos mapas de localização da Figura 3.5, Figura 3.6, e Figura 3.7.



Figura 3.5 - Mapa de localização dos ensaios SPT ao longo da A10 (Google Earth®, 2021)



Figura 3.6 - Mapa de localização dos ensaios CPTu e SCPTu ao longo da A10 (Google Earth®, 2021)



Figura 3.7 - Mapa de localização dos ensaios CH ao longo da A10 (Google Earth®, 2021)

Os ensaios realizados na investigação local, no âmbito do projeto LIQUEFACT, estão resumidos no Quadro 3.2, de acordo com o tipo de ensaio, o número e a localização.

Quadro 3.2 - Resumo dos ensaios realizados na investigação local

| Tipo de ensaio    | Número de ensaios | Localização                                         |
|-------------------|-------------------|-----------------------------------------------------|
| <b>Geotécnico</b> |                   |                                                     |
| SPT               | 2                 | SI1, SI7                                            |
| CPTu              | 10                | SI1, SI2, SI3, SI4, SI5, SI6, SI7, SI10, SI12, SI13 |
| SDMT              | 3                 | SI7, SI8, SI9                                       |
| <b>Geofísico</b>  |                   |                                                     |
| SASW              | 1                 | SI5                                                 |
| Cross-Hole        | 2                 | SI1, SI7                                            |
| Refração sísmica  | 8                 | SI1, SI5, SI6, SI7, SI9, SI11, SI12, SI13           |

Estes pontos foram localizados por meio do pin na cor azul, identificados por SI e a sua respetiva terminação, representados na Figura 3.8.



Figura 3.8 - Mapa de localização dos ensaios da investigação local (Google Earth®, 2021)

# 4

## ANÁLISE PRELIMINAR E METODOLOGIA DE INTERPRETAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

### 4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentadas as análises preliminares dos parâmetros resultantes dos ensaios SPT e CPT, particularmente em termos da validade das comparações a efetuar. Estas análises focam-se sobretudo no impacto da consideração do teor de finos para a avaliação da suscetibilidade à liquefação.

A partir do complexo banco de dados, foi necessária uma compilação destes dados, para melhor interpretação das informações existentes, o que permitiu realizar sucessivas análises integradas e pormenorizadas de diversos parâmetros quanto ao impacto da suscetibilidade à liquefação. As sucessivas análises foram feitas para os dois tipos de ação sísmica, definidos de acordo com o Eurocódigo 8 (2010) e, com base nas metodologias detalhadas anteriormente. Entretanto, em termos de discussão, devido ao facto de os resultados serem semelhantes, não se faz necessária a apresentação para ambos os tipos de ação sísmica, tendo-se optado apenas pelo Tipo 1.

Foram realizadas análises globais e comparativas quanto à interpretação da liquefação através de ensaios geomecânicos, nomeadamente SPT e CPT(u), e ensaios geofísicos, sobretudo SDMT e CH. Nestas análises, foi avaliado o impacto de diferentes considerações e estimativas da percentagem de finos FC, para a avaliação da suscetibilidade à liquefação através do fator de segurança  $FS_{liq}$ , a partir do SPT, CPT e das velocidades das ondas de corte  $V_s$  e os índices de risco, especificadamente LPI e LSN.

As análises globais têm como objetivo avaliar o conjunto das informações disponíveis dos diferentes tipos de ensaios, de maneira isolada, para que posteriormente possam ser analisados de forma global e integrada.

Por outro lado, as análises comparativas objetivam avaliar o conjunto das informações sob as mesmas condições e aspetos. Para isso, mesmo com resultados de ensaios executados até maiores profundidades, todas as análises foram consideradas até precisamente 19,5 m, o que justifica a utilização de uma escala uniformizada em todas as representações gráficas.

Diante da totalidade dos ensaios executados no campo experimental, para as análises da presente dissertação, foi dada maior atenção a alguns dos ensaios, enfatizando todos os pontos onde existem respetivas correspondências, representadas no Quadro 4.1 entre resultados de ensaios SPT, CPT(u) e CH.

Vale ressaltar que as respetivas correspondências foram determinadas em estudos anteriores, de acordo com a proximidade da localização de cada ponto ensaiado e inserido no Google Earth®.

Quadro 4.1 - Correspondência entre ensaios SPT, CPT(u) e CH

| SPT  | CPT(u)  | CH   | SPT  | CPT(u) | CH    | SPT  | CPT(u) | CH   |
|------|---------|------|------|--------|-------|------|--------|------|
| SI1  | SI1     | SI1  | S226 | 7      | S28A  | S227 | 14     | --   |
| SI7  | SI7     | SI7  | S32A | 8      | --    | S30A | 15     | --   |
| S208 | 2       | S208 | S37A | 9      | S37A  | S31A | 16     | S32A |
| S212 | 3       | --   | S42A | 10     | S42A  | S33A | 17     | --   |
| S16A | 4       | S16  | S20A | 11     | S220  | S34A | 18     | --   |
| S22A | SCPTu 5 | S22A | S223 | 12     | --    | S35A | 19     | S232 |
| S25A | SCPTu 6 | S25A | S26A | 13     | S225A | S36A | 20     | --   |

No final de cada secção, é apresentada a metodologia que foi adotada na interpretação e análise dos resultados obtidos através dos diferentes ensaios, baseada nestas análises preliminares.

## 4.2. ANÁLISE DA PERCENTAGEM DE FINOS

### 4.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise da percentagem de finos permite verificar de maneira detalhada o impacto que a estimativa do teor de finos baseada em diferentes ensaios in situ apresenta para a suscetibilidade à liquefação, tendo em conta a maior ou menor incerteza em relação a essa estimativa.

Esta análise foi feita em duas fases: a primeira fase trata-se de uma análise direta dos dados dos ensaios SPT e CPT, enquanto a segunda fase refere-se a uma análise comparativa entre estes ensaios, onde as percentagens de finos foram revistas.

### 4.2.2. ANÁLISE DIRETA DOS DADOS SPT

Para a análise direta dos dados SPT, a partir dos resultados do ensaio foram feitas as estimativas das percentagens dos finos e a definição dos perfis completos dos solos em termos das camadas.

A estimativa da percentagem de finos estimou os valores do teor dos finos, designados valores originais ou de base, considerando a proposta de Idriss e Boulanger (2004, 2010), e com base na descrição litológica/geológica dos logs das sondagens SPT. Estimou-se: abaixo de 5% para areia limpa; 5% - 10% para areia com finos; 10% - 30% para areia siltosa; acima de 30% para solos não liqueficáveis. Nessa primeira fase, a percentagem de finos não foi quantificada de forma rigorosa.

Para a definição dos perfis completos dos solos em termos das camadas, alguns detalhes foram definidos, os quais são especificados a seguir. Devido à variabilidade estratigráfica e litológica existente na região em estudo, tornou-se necessário a criação de uma tabela única. A Figura 4.1 ilustra a definição desta tabela, proposta no âmbito do projeto LIQUEFACT.

As unidades estratigráficas são definidas de acordo com o processo de formação e/ou idade de um conjunto de unidades litológicas. As unidades litológicas correspondem às camadas reais que são intersectadas pelas sondagens.

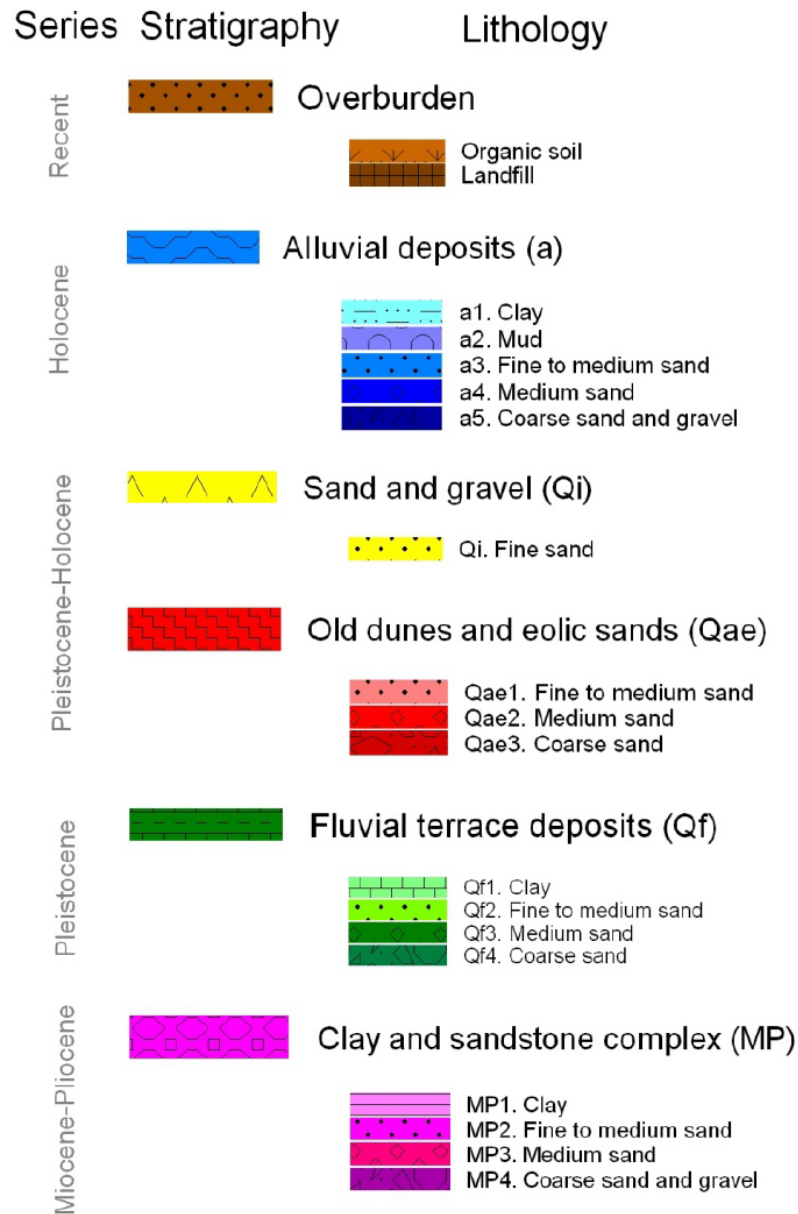


Figura 4.1 - Tabela estratigráfica e litológica utilizada no projeto (Relatório projeto LIQUEFACT, 2019)

De acordo com estas definições, em conjunto com os logs das sondagens executadas, os geólogos interpretaram as informações à luz da geologia, portanto, sem olhar para propriedades mecânicas, e definiram os perfis completos dos solos em termos das camadas, da forma mais homogênea possível para todas as sondagens analisadas.

É de notar que os perfis definidos nesta dissertação não utilizam o mesmo esquema de cores e tonalidades de cada litologia de acordo com a estratigrafia proposta na tabela única.

Como forma de exemplificar, um perfil completo do solo em termos das camadas está representado na Figura 4.2.

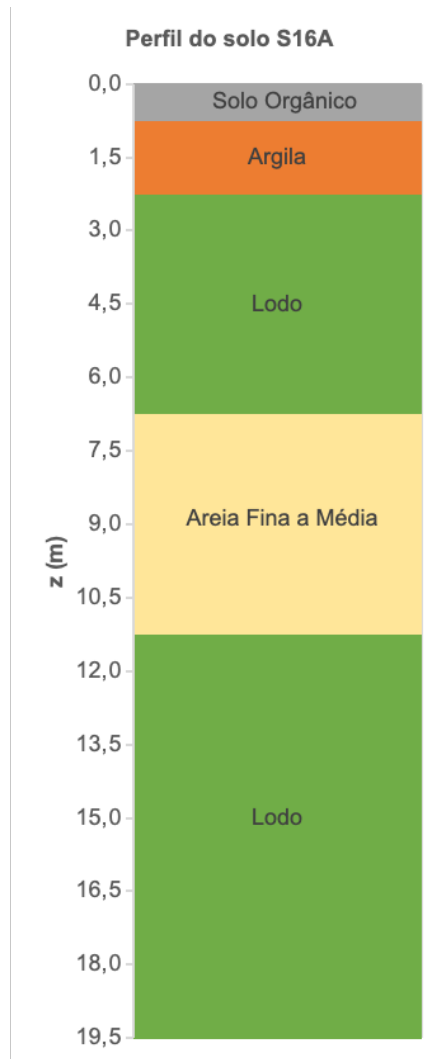


Figura 4.2 - Perfil completo do solo do S16A

Os ensaios SPT, executados com carácter sistemático, foram espaçados de diferentes formas. Alguns com 1,0 m, outros com 1,5 m. Isto justifica as diferentes escalas utilizadas em cada um dos perfis do solo.

#### 4.2.3. ANÁLISE DIRETA DOS DADOS CPT

Para a análise direta dos dados CPT, foi feita uma análise dos valores da percentagem de finos em profundidade, a partir dos resultados do ensaio. Para tal, existem algumas propostas diferentes na literatura, tendo optado pelo cálculo da percentagem de finos segundo a expressão mais recente de Boulanger & Idriss (2014), baseada em Roberston & Wride (1998):

Para  $0\% \leq FC \leq 100\%$ :

$$FC = 80 \times (I_C + C_{FC}) - 137 \quad (56)$$

Onde:

FC é a percentagem de finos.

$I_c$  é o índice de comportamento do material.

$C_{FC}$  é um parâmetro de ajuste. Pode ser ajustado com base em dados específicos do local, quando disponíveis.

Atendendo ao volume de dados em análise, foi utilizado o software Cliq® (Geologismiki, 2020) que permite escolher diversas metodologias de interpretação de ensaios CPT e análise da suscetibilidade à liquefação. Como forma de exemplificar o output do Cliq®, a Figura 4.3 apresenta parte de um ficheiro de resultados em formato Excel com alguns dos parâmetros extraídos da análise deste software, referente a um determinado ensaio CPTu.

| Depth (m) | qc (MPa) | fs (kPa) | u (kPa) | uo (kPa) | $\sigma_v$ (kPa) | $\sigma'_{vo}$ (kPa) | rd | CSR | MSF | CSR <sub>eq</sub> | Ksigma | CSR* | uo (kPa) | $\sigma_v$ (kPa) | $\sigma'_{vo}$ (kPa) | qt (MPa) | Fines (%) | Ic   |
|-----------|----------|----------|---------|----------|------------------|----------------------|----|-----|-----|-------------------|--------|------|----------|------------------|----------------------|----------|-----------|------|
| 0,02      | 6,38     | 31,50    | 0       | 0        | 0,35             | 0,35                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 0,35             | 0,35                 | 6,55     | 0,00      | 1,68 |
| 0,04      | 6,89     | 28,70    | 0       | 0        | 0,71             | 0,71                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 0,71             | 0,71                 | 7,01     | 0,00      | 1,65 |
| 0,06      | 7,75     | 38,40    | 0       | 0        | 1,07             | 1,07                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 1,07             | 1,07                 | 7,50     | 0,00      | 1,68 |
| 0,08      | 7,85     | 64,10    | 0       | 0        | 1,44             | 1,44                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 1,44             | 1,44                 | 7,97     | 2,89      | 1,75 |
| 0,10      | 8,30     | 89,80    | 0       | 0        | 1,82             | 1,82                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 1,82             | 1,82                 | 8,11     | 10,77     | 1,85 |
| 0,12      | 8,18     | 126,30   | 0       | 0        | 2,21             | 2,21                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 2,21             | 2,21                 | 8,26     | 16,69     | 1,92 |
| 0,14      | 8,30     | 153,30   | 0       | 0        | 2,60             | 2,60                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 2,60             | 2,60                 | 8,27     | 22,56     | 1,99 |
| 0,16      | 8,32     | 185,30   | 0       | 0        | 3,00             | 3,00                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 3,00             | 3,00                 | 8,26     | 26,93     | 2,05 |
| 0,18      | 8,17     | 209,80   | 0       | 0        | 3,40             | 3,40                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 3,40             | 3,40                 | 8,21     | 31,27     | 2,10 |
| 0,20      | 8,14     | 241,90   | 0       | 0        | 3,80             | 3,80                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 3,80             | 3,80                 | 8,10     | 34,80     | 2,15 |
| 0,22      | 8,00     | 257,00   | 0       | 0        | 4,20             | 4,20                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 4,20             | 4,20                 | 7,97     | 37,70     | 2,18 |
| 0,24      | 7,78     | 266,60   | 0       | 0        | 4,60             | 4,60                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 4,60             | 4,60                 | 7,77     | 39,58     | 2,21 |
| 0,26      | 7,54     | 260,10   | 0       | 0        | 5,01             | 5,01                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 5,01             | 5,01                 | 7,50     | 41,14     | 2,23 |
| 0,28      | 7,20     | 253,00   | 0       | 0        | 5,41             | 5,41                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 5,41             | 5,41                 | 7,21     | 42,53     | 2,24 |
| 0,30      | 6,88     | 249,80   | 0       | 0        | 5,81             | 5,81                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 5,81             | 5,81                 | 6,85     | 44,17     | 2,26 |
| 0,32      | 6,48     | 237,40   | 0       | 0        | 6,21             | 6,21                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 6,21             | 6,21                 | 6,50     | 45,41     | 2,28 |
| 0,34      | 6,14     | 217,60   | 0       | 0        | 6,61             | 6,61                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 6,61             | 6,61                 | 6,12     | 46,02     | 2,29 |
| 0,36      | 5,75     | 191,80   | 0       | 0        | 7,00             | 7,00                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 7,00             | 7,00                 | 5,79     | 46,36     | 2,29 |
| 0,38      | 5,48     | 181,90   | 0       | 0        | 7,39             | 7,39                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 7,39             | 7,39                 | 5,48     | 46,89     | 2,30 |
| 0,40      | 5,22     | 171,30   | 0       | 0        | 7,79             | 7,79                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 7,79             | 7,79                 | 5,26     | 47,23     | 2,30 |
| 0,42      | 5,08     | 157,30   | 0       | 0        | 8,17             | 8,17                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 8,17             | 8,17                 | 5,08     | 46,94     | 2,30 |
| 0,44      | 4,95     | 144,90   | 0       | 0        | 8,56             | 8,56                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 8,56             | 8,56                 | 4,91     | 47,05     | 2,30 |
| 0,46      | 4,69     | 142,30   | 0       | 0        | 8,95             | 8,95                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 8,95             | 8,95                 | 4,70     | 48,04     | 2,31 |
| 0,48      | 4,44     | 137,10   | 0       | 0        | 9,33             | 9,33                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 9,33             | 9,33                 | 4,50     | 49,60     | 2,33 |
| 0,50      | 4,37     | 136,10   | 0       | 0        | 9,71             | 9,71                 | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 9,71             | 9,71                 | 4,36     | 50,22     | 2,34 |
| 0,52      | 4,27     | 127,40   | 0       | 0        | 10,10            | 10,10                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 10,10            | 10,10                | 4,23     | 50,90     | 2,35 |
| 0,54      | 4,04     | 123,50   | 0       | 0        | 10,48            | 10,48                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 10,48            | 10,48                | 4,10     | 51,83     | 2,36 |
| 0,56      | 3,98     | 126,90   | 0       | 0        | 10,86            | 10,86                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 10,86            | 10,86                | 3,98     | 53,46     | 2,38 |
| 0,58      | 3,92     | 130,20   | 0       | 0        | 11,24            | 11,24                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 11,24            | 11,24                | 3,93     | 54,96     | 2,40 |
| 0,60      | 3,89     | 137,20   | 0       | 0        | 11,63            | 11,63                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 11,63            | 11,63                | 3,92     | 56,51     | 2,42 |
| 0,62      | 3,96     | 150,40   | 0       | 0        | 12,01            | 12,01                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 12,01            | 12,01                | 3,86     | 59,49     | 2,46 |
| 0,64      | 3,73     | 167,50   | 0       | 0        | 12,40            | 12,40                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 12,40            | 12,40                | 3,77     | 62,87     | 2,50 |
| 0,66      | 3,61     | 177,10   | 0       | 0        | 12,79            | 12,79                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 12,79            | 12,79                | 3,59     | 66,88     | 2,55 |
| 0,68      | 3,42     | 181,60   | 0       | 0        | 13,18            | 13,18                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 13,18            | 13,18                | 3,47     | 69,03     | 2,58 |
| 0,70      | 3,38     | 178,10   | 0       | 0        | 13,57            | 13,57                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 13,57            | 13,57                | 3,35     | 70,51     | 2,59 |
| 0,72      | 3,26     | 172,80   | 0       | 0        | 13,95            | 13,95                | 1  | 0,1 | 1   | 0,13              | 1,1    | 2    | 0        | 13,95            | 13,95                | 3,24     | 71,58     | 2,61 |

Figura 4.3 - Parâmetros do ensaio CPTu 2 extraídos do Cliq®

Observa-se na Figura 4.3 que o Cliq® fornece os valores da percentagem de finos em profundidade de forma contínua, assim como o ensaio CPT é executado. Entretanto, como a posterior análise ocorre de forma comparativa com o ensaio SPT, tornou-se necessário realizar esta comparação em termos de aspetos correspondentes, de modo a que esta comparação seja válida.

Utilizar o valor da percentagem de finos do CPT como o correspondente à respetiva profundidade, sem calcular uma média dos valores para um determinado intervalo, não retrata a melhor solução. Se por um lado, o ensaio CPT nunca é feito no mesmo furo que o ensaio SPT, por outro lado, pode haver uma variação de nível do terreno, entre outras situações, as quais podem proporcionar uma acumulação de erros ou desvios entre os solos atravessados por um e de outro ensaio.

Para isso, foram estudadas diferentes soluções na tentativa de transpor os dados da percentagem de finos do CPT para o formato espaçado do SPT. As soluções propostas têm como objetivo perceber de que forma as interpretações do SPT podem ter alguma correspondência num dado valor médio do CPT, sendo possível afirmar alguma lógica entre eles, e se o resultado de um ensaio é fiel ou correspondente ao outro.

Assim, como primeira solução, de acordo com as profundidades em que o SPT foi executado, para cada valor pontual, tendo início em uma profundidade igual a 1,50 m, a respetiva percentagem de finos do CPT foi determinada a partir da média de todos os valores existentes no intervalo de uma variação de  $\pm 0,25$  m. Ou seja, tendo 1,50 m como valor pontual, para determinar o respetivo valor do teor de finos do CPT, foi feita uma média com os valores existentes entre 1,25 m a 1,75 m. O mesmo foi feito para as profundidades seguintes até 19,50 m.

Para uma segunda solução, foi utilizada também a média de todos os valores existentes no intervalo de uma variação de  $\pm 0,50$  m. Ou seja, 1,50 m como valor pontual, faz-se a média dos valores existentes entre 1,0 m a 2,0 m, e determina-se a percentagem de finos do CPT correspondente a 1,50 m. O mesmo para as profundidades seguintes até 19,50 m.

Como terceira solução, com base nos procedimentos realizados durante a execução dos ensaios SPT, para cada valor pontual, foram ignorados os primeiros 15,0 cm, referentes à primeira fase de penetração, e foi calculada a média com os valores do teor de finos referente aos 30,0 cm seguintes para determinar a percentagem de finos do CPT.

A escolha referente a solução adotada para a determinação da percentagem de finos do CPT será detalhada na análise comparativa a seguir.

#### 4.2.4. ANÁLISE COMPARATIVA

##### 4.2.4.1. Considerações iniciais

A partir das análises diretas dos dados, foram realizadas as análises comparativas entre a percentagem de finos estimada do SPT e a percentagem de finos deduzida do CPT quanto ao impacto em relação à suscetibilidade à liquefação.

Para concretizar esta comparação, inicialmente foi necessário definir a solução mais adequada para determinar a percentagem de finos do CPT.

##### 4.2.4.2. Análise medianizada para a determinação da percentagem de finos do CPT

Para determinar a percentagem de finos proveniente do ensaio CPT, as soluções propostas foram verificadas por meio das análises medianizadas.

A Figura 4.4 e a Figura 4.5 apresentam alguns dos exemplos a partir dos quais foi possível observar onde há mais impacto ao considerar as diferentes soluções.

Nas figuras a) são apresentados os perfis completos do solo, os quais complementam a análise com a caracterização das camadas. Nas figuras b) são apresentadas as comparações entre os teores de finos do SPT de base e de laboratório, e três soluções do CPT das diferentes soluções, os quais são medianizados pelas diferentes formas a partir dos valores contínuos do CPT, representados nas figuras c).

Como abreviações adotaram-se as seguintes notações: finos do SPT de base (SPT\_B); finos do laboratório (SPT\_LAB); finos do CPT medianizados com variações de  $\pm 0,25$  m (CPT\_0,25),  $\pm 0,50$  m (CPT\_0,50) e referente aos últimos 0,30 m (CPT\_0,30), respetivamente, às mesmas profundidades do ensaio SPT; finos do CPT contínuo (CPT\_Contínuo).

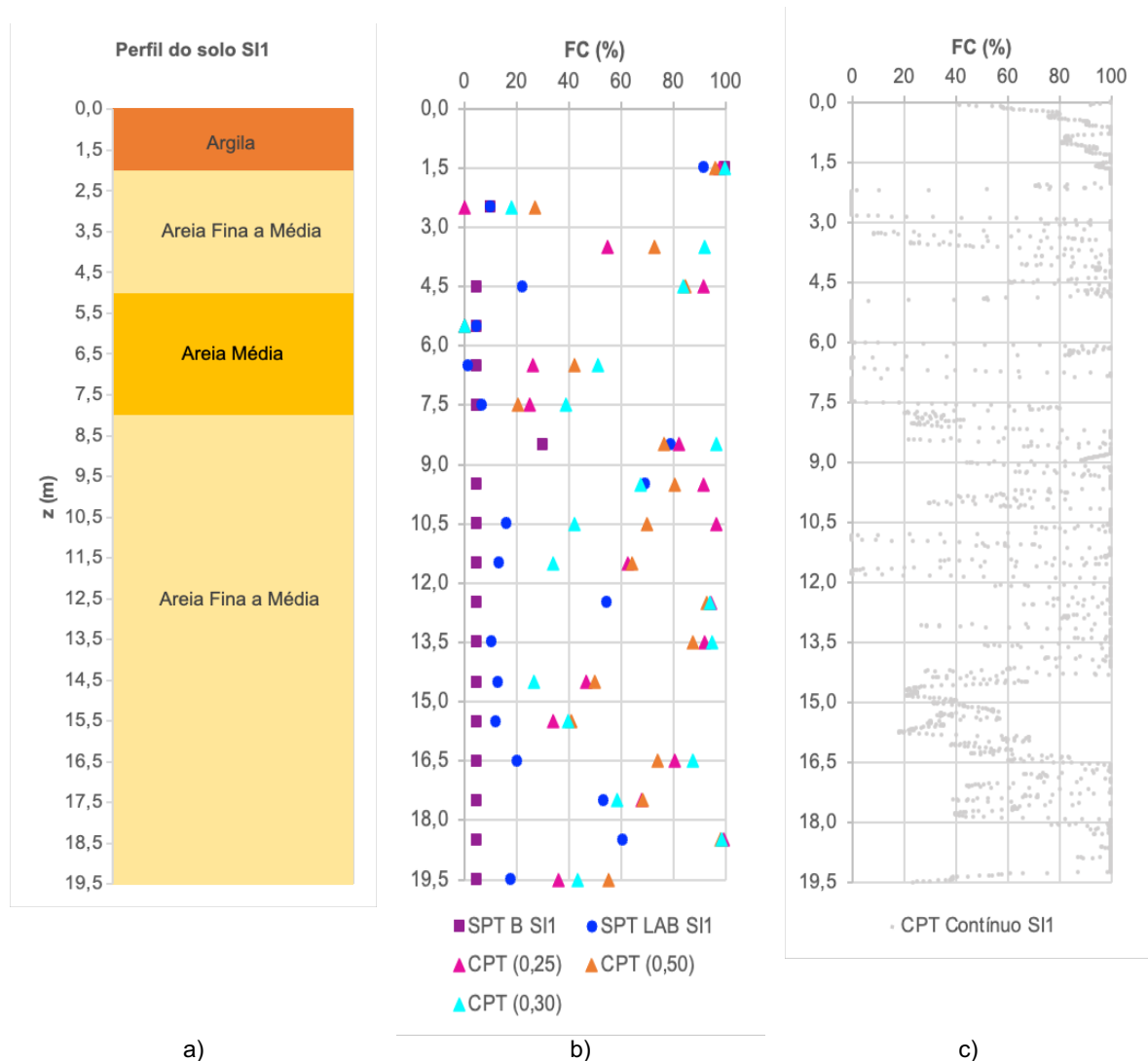


Figura 4.4 - SI1: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base, laboratório e soluções do CPT; c) Percentagens de finos do CPT contínuo

Ao analisar esta Figura 4.4, percebe-se para o SI1 pontos muito dispersos, com grandes variações. Há menores zonas em que os finos convergem, e maiores zonas em que claramente os finos divergem.

Em grandes profundidades, as estimativas dos finos de base convergem com os finos do laboratório para uma zona arenosa, conforme a caracterização das camadas do perfil. Entretanto, os finos do CPT caracterizam uma maior zona argilosa.

Nos sítios mais críticos, com maiores divergências, os dados do laboratório indicam uma percentagem de finos muito menor do que o que foi estimada no CPT. As médias de todos os pontos existentes na variação de  $\pm 0,25$  m e  $\pm 0,50$  m fornecem resultados mais afastados dos valores de laboratório.

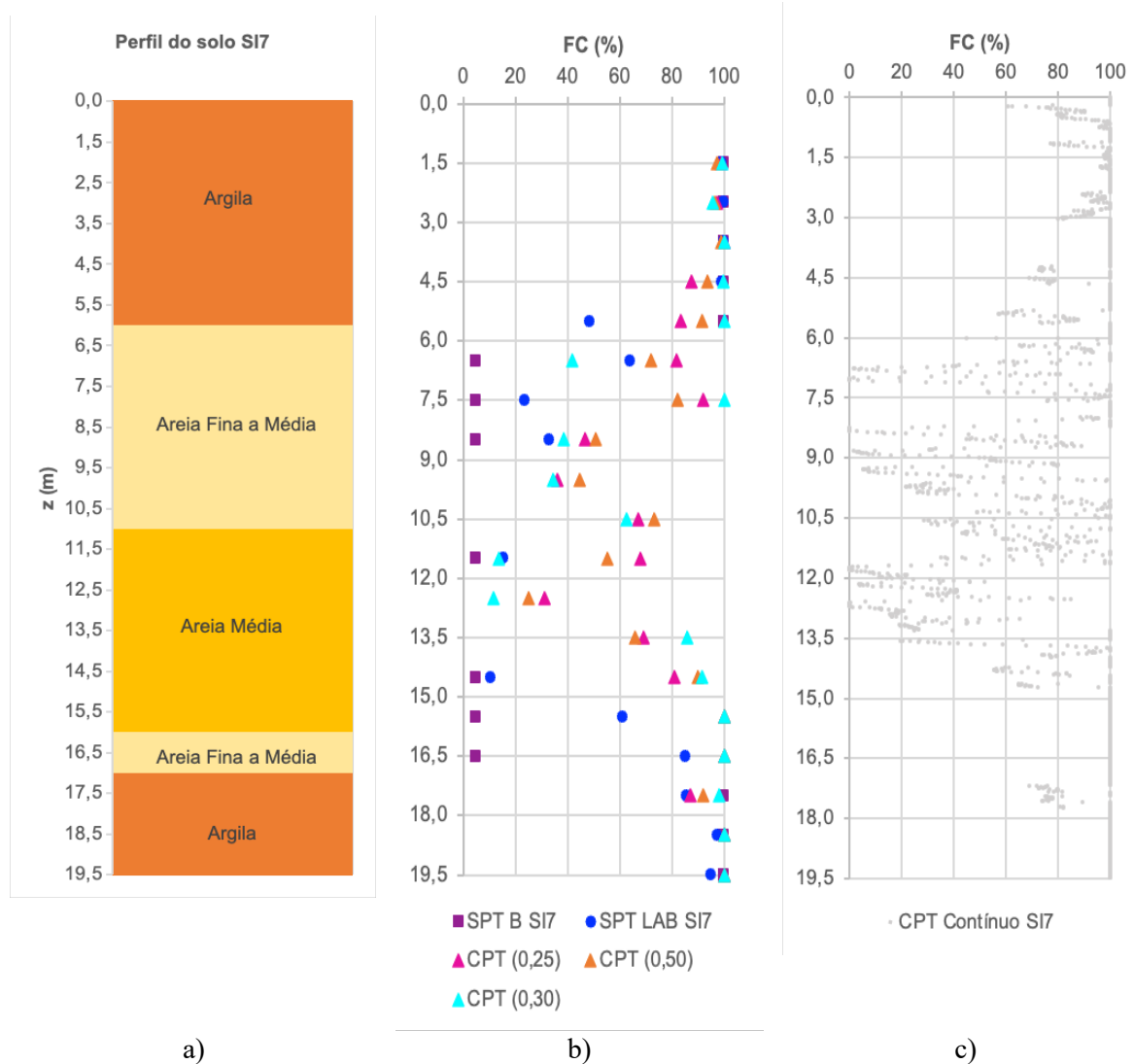


Figura 4.5 - SI7: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base, laboratório e soluções do CPT c) Percentagens de finos do CPT contínuo

Ao analisar este outro exemplo na Figura 4.5, observa-se para o SI7 pontos bastantes parecidos. Há pequenas variações, com maiores zonas em que os finos convergem, e poucas zonas onde os finos divergem.

Nas zonas convergentes, tantos os finos do SPT, quanto os finos do CPT, caracterizam camadas argilosas, em correspondência com a definição do perfil. Nas pequenas zonas divergentes, os finos de base do SPT e o perfil do solo caracterizam uma zona arenosa, enquanto os finos do CPT determinam

uma zona argilosa. As variações com  $\pm 0,25$  m e  $\pm 0,50$  m forneceram resultados mais afastados dos finos de laboratório, enquanto a variação com os últimos 0,30 m fornece valores mais próximos.

Realizar uma média dos valores dos finos é favorável por proporcionar uma redução da dispersão e uniformização destes valores. Entretanto, utilizar nesta média uma variação, seja de 0,25 m ou 0,50 m, para cima e para baixo do valor pontual, ocasiona uma variação muito grande do material por caracterizar um intervalo de 0,5 m e 1,0 m respetivamente, tendo o valor pontual uma representação não tão fidedigna da realidade.

Desta forma, na ausência de referências específicas a esta solução, e com base nos perfis mais interessantes do ponto de vista da convergência ou divergência e nos quais estava disponível a classificação granulométrica em laboratório, foi definida a seguinte solução, classificada como a mais adequada: para determinar a percentagem de finos do CPT correspondente ao ensaio SPT, os valores referentes aos 15,0 cm iniciais devem ser ignorados, sendo feita uma média dos valores de FC referentes aos 30,0 cm seguintes à profundidade respetiva do ensaio SPT. Vale ressaltar que nas seguintes representações gráficas, a notação referente ao teor de finos do CPT corresponde a esta solução adotada.

Esta abordagem resultou melhor do que qualquer outra estimativa, por fazer a correspondência entre a zona onde a média é calculada com a zona que realmente é feito o ensaio SPT e recolhida a amostra que permite identificar a litologia respetiva.

Mesmo definida a solução mais adequada para a determinação dos finos do CPT, um determinado exemplo, representado na Figura 4.6, chamou bastante atenção ao fornecer demasiadas divergências entre os finos de base do SPT e os finos do CPT.

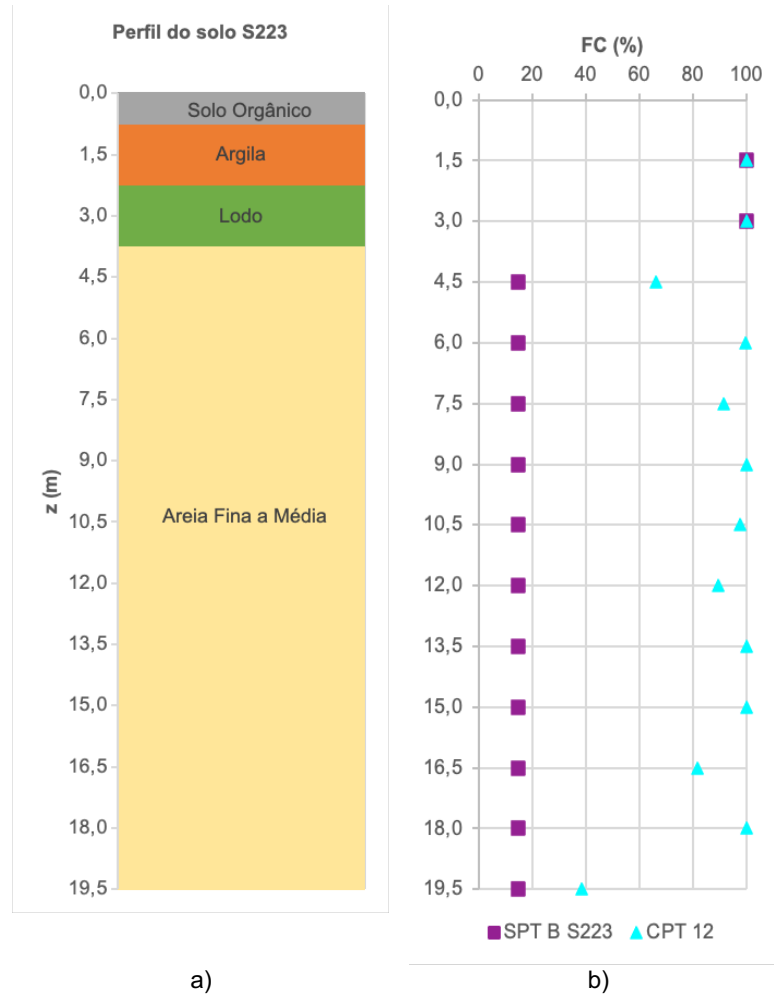


Figura 4.6 - S223 - CPT 12: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e CPT

Por meio da representação gráfica da percentagem de finos, é perceptível na profundidade a partir dos 4,5 m até os 18,0 m, uma completa divergência dos finos do CPT com os finos de base do SPT. Enquanto o perfil do solo, baseado no SPT, admite para estas profundidades uma camada composta por uma areia fina a média, os finos do CPT admitem um material argiloso, com comportamento totalmente divergente.

Diante desta situação, de acordo com o sistema de informação geográfica, foram reanalisados os pontos geograficamente mais próximos. Ao analisar um determinado ponto, deve ser analisado, também, o ponto anterior e o seguinte, visto que o perfil geológico do solo apresenta uma continuidade. Assim, a incidência de uma camada pode estar, também, nas sondagens adjacentes.

Para o ponto de sondagem S223, com o respectivo CPT 12, foram revistas as sondagens anterior S22A, e a seguinte S25A, com os respectivos SCPTu 5 e 6. A Figura 4.7 e a Figura 4.8 apresentam as análises destes pontos.

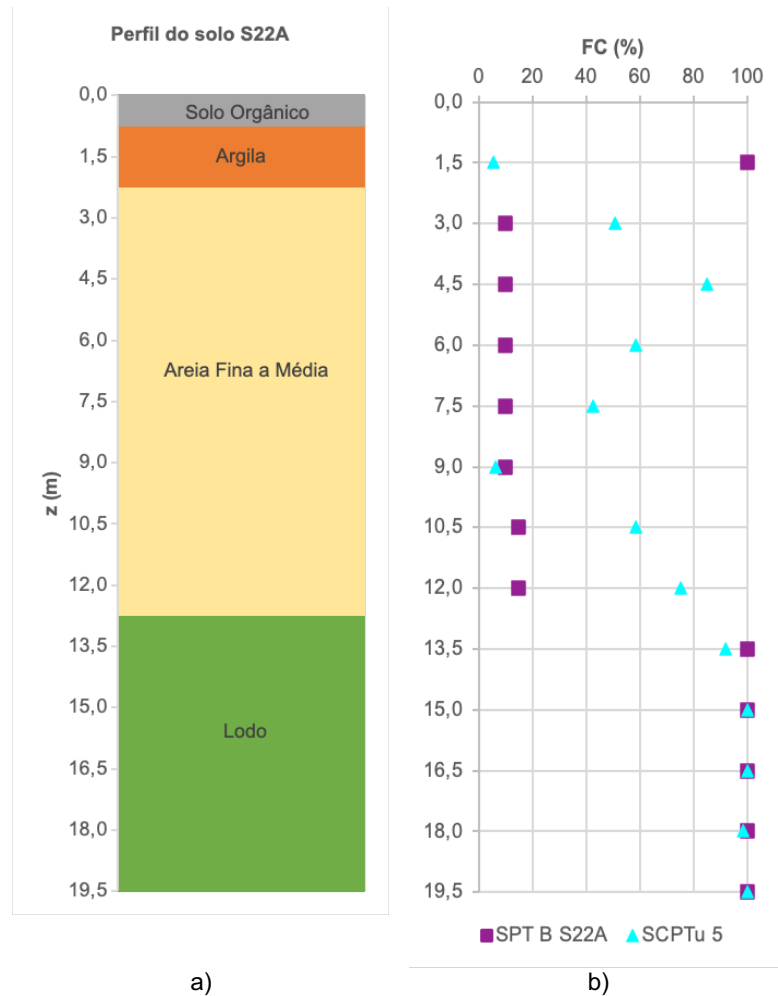


Figura 4.7 - S22A - SCPTu 5: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu

Apesar de ocorrer em menor quantidade, na profundidade com areia fina, entre os 3,0 m e os 12,0 m, os finos divergem. Por um lado, mostra-se que o CPT é mais preciso, em que vai notar todas aquelas subtilezas do perfil, muito mais do que o SPT.

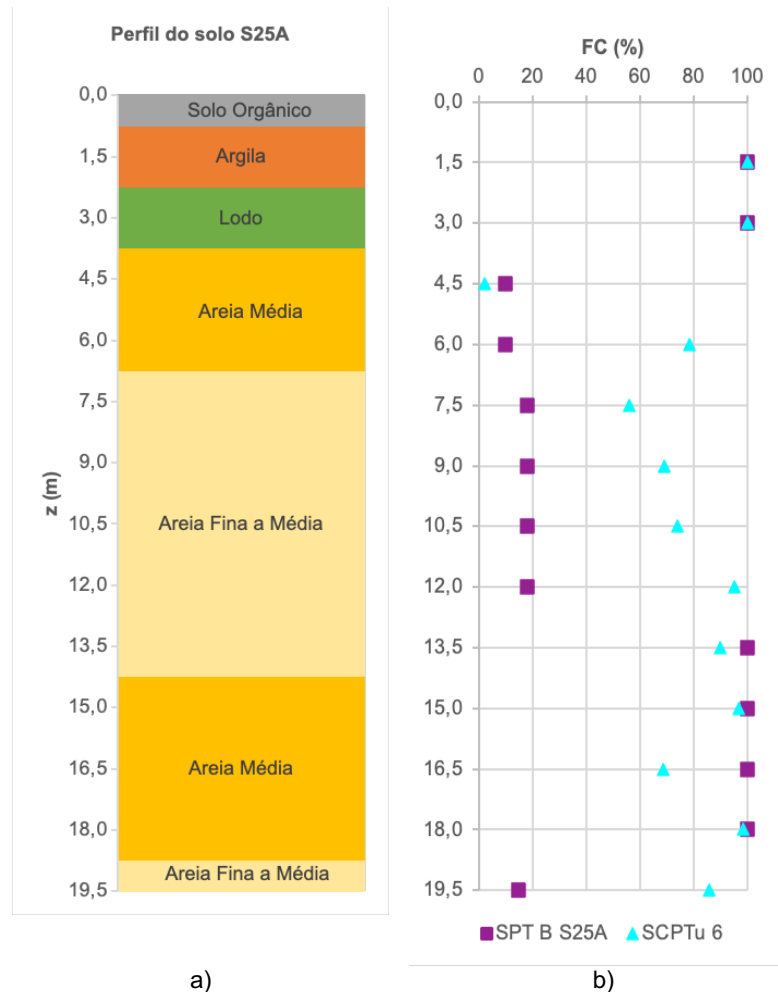


Figura 4.8 - S25A - SCPTu 6: a) Perfil do solo; b) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu 6

Para este ponto, observa-se que os finos divergem menos nas profundidades em que as camadas do perfil e a estimativa dos finos de base do SPT caracterizam areia finas e médias, enquanto os finos do CPT caracterizam argilas.

#### 4.2.4.3. Análise detalhada da localização de pontos ensaiados

Ainda com base no comportamento díspar do ponto SPT S223, a localização dos pontos ensaiados foi então verificada por meio de uma análise ainda mais pormenorizada.

Inicialmente, todos os pontos foram ensaiados de maneira que pudesse existir uma correlação de proximidade entre os ensaios e as suas respectivas localizações. Entretanto, os ensaios foram executados antes da delimitação do trajeto do viaduto da A10, num campo experimental demasiado grande, o que dificultou uma maior precisão nas distâncias entre os pontos ensaiados.

De acordo com a localização inserida no Google Earth®, a correspondência do CPT 12 foi feita com o SPT S223. Conforme a Figura 4.9, é possível identificar a localização destes pontos de acordo com o perfil geológico do solo.

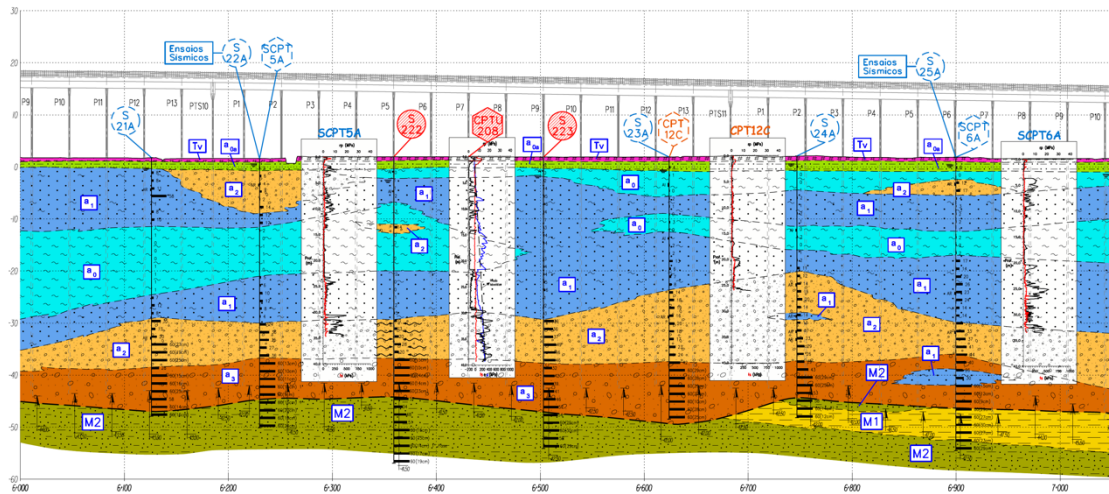


Figura 4.9 - Perfil geológico do solo de alguns pontos ensaiados

Com base no perfil geológico, verifica-se a localização de alguns pontos ensaiados. Nota-se que alguns destes ensaios estão identificados de forma associada, como S22A e SCPT5A; S23A e CPT12C; S25A e SCPT6A. Observa-se o S223 mais afastado do CPT12C. Por esta percepção, a análise foi refeita com base em uma nova correspondência entre o ponto de sondagem S23A com o respetivo CPT 12.

A nova análise é apresentada na Figura 4.10 complementada com a análise comparativa da percentagem de finos do S223 anteriormente vista na Figura 4.6b.

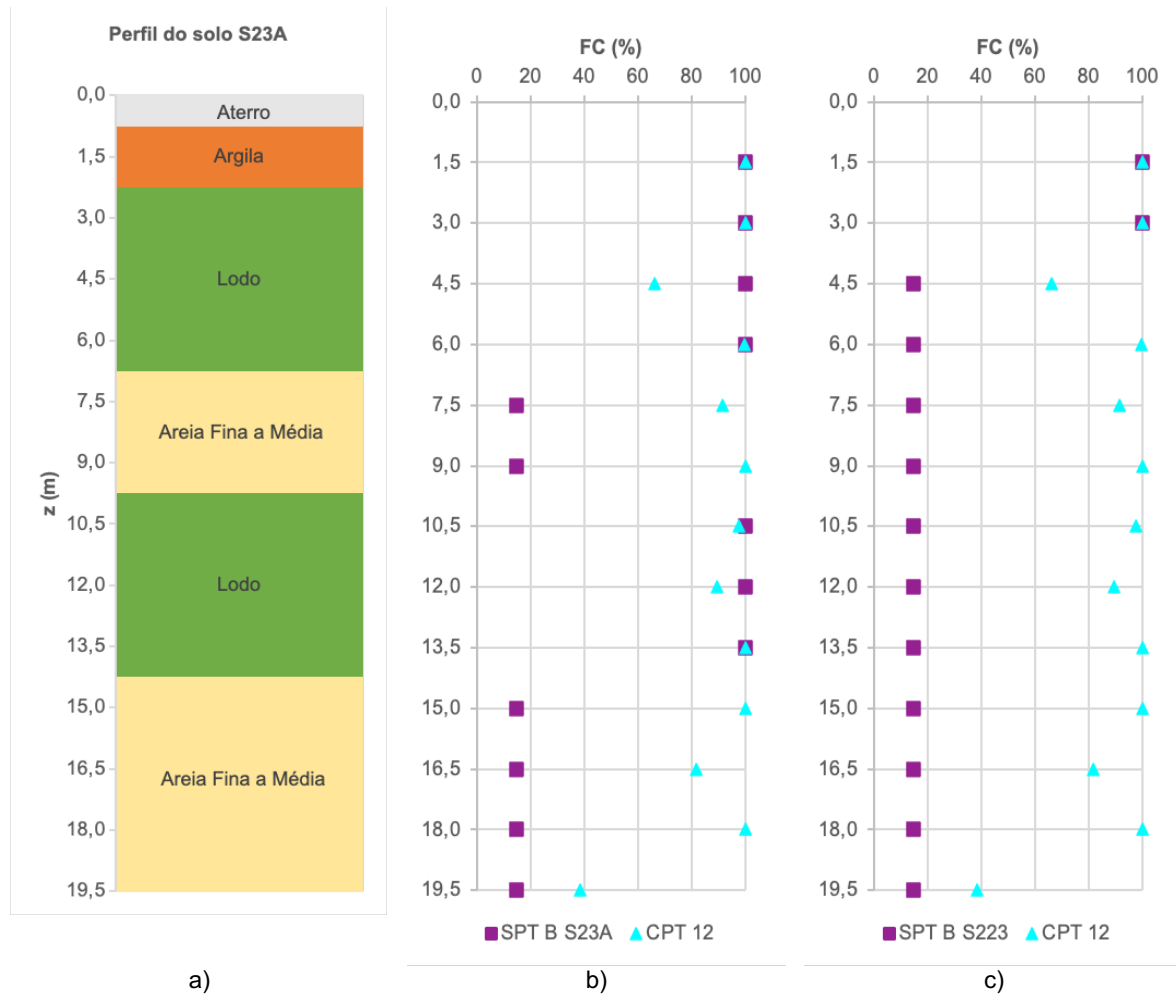


Figura 4.10 - Reanálise da correspondência entre SPT e CPT: a) Perfil do solo S23A; b) Percentagem de finos SPT base S23A e CPT 12; c) Percentagem de finos SPT base S223 e CPT 12

Nas representações gráficas do FC na Figura 4.10b e c, observam-se correspondências completamente divergentes entre os teores de finos dos dois pontos analisados. Enquanto os finos de base do SPT S23A convergem com os finos do CPT 12 em maiores profundidades, e correspondem ao material caracterizado pelo perfil do solo, o ponto S223, como visto anteriormente, apresenta um comportamento totalmente diferente.

O SPT continua a identificar maioritariamente camadas arenosas enquanto o CPT apresenta tendencialmente maiores teores de finos. Em algumas camadas, como nas profundidades entre 7,5 m e 9,0 m, e entre 15,0 m e 18,0 m, o comportamento entre os dois pontos de SPT é semelhante, visto que os finos do CPT caracterizam um material argiloso, e os finos do SPT uma areia fina a média.

A escolha de um dos SPT fornece resultados completamente diferentes, como visto. O que é de se destacar e pode ser justificado pela heterogeneidade geológica do campo experimental, em que os depósitos são extremamente variáveis. E, portanto, o que acontece num determinado local pode ser diferente a alguns metros afastados.

Estas discrepâncias encontradas podem também ser atribuídas à própria distância entre os pontos de ensaio SPT do ponto de ensaio CPT. As distâncias exatas entre os pontos em questão foram especificadas, conforme Figura 4.11, ao fazer um zoom no ficheiro do Google Earth®.



Figura 4.11 - Distâncias entre pontos S223 - CPT 12 e S23A - CPT 12 (Google Earth®)

Torna-se curioso, pois de acordo com a figura, o ponto de ensaio SPT S223 foi feito até mais próximo do ponto referente ao CPT 12, entretanto forneceu resultados mais afastados em termos característicos. Enquanto que o ponto de ensaio SPT S23A, localizado mais distante do CPT 12, forneceu resultados característicos mais convergentes.

O facto de haver uma grande distância entre os dois pontos do SPT, não deixa de ser muito significativo, mas tendo um CPT no meio, claramente aproxima-se mais de um deles, e não é indiferente no fundo a localização em que foi feito o ensaio.

Isso mostra que, por um lado, é necessária a caracterização detalhada com diversos pontos de ensaio para de facto conhecer bem as propriedades do maciço. Por outro lado, não quer dizer que essas grandes distâncias sejam impeditivas. Em alguns casos podem ser, já que até um ponto mais próximo forneceu resultados “mais distintos”.

De acordo com toda a análise pormenorizada, o comportamento do S23A diante do CPT 12 é mais satisfatório e aceitável. Desta forma, as correspondências entre os ensaios SPT, CPT(u) e CH, anteriormente descritas no Quadro 4.1, são atualizadas conforme o Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Correspondência atualizada entre ensaios SPT, CPT(u) e CH

| SPT  | CPT(u)  | CH   | SPT  | CPT(u) | CH    | SPT  | CPT(u) | CH   |
|------|---------|------|------|--------|-------|------|--------|------|
| SI1  | SI1     | SI1  | S226 | 7      | S28A  | S227 | 14     | --   |
| SI7  | SI7     | SI7  | S32A | 8      | --    | S30A | 15     | --   |
| S208 | 2       | S208 | S37A | 9      | S37A  | S31A | 16     | S32A |
| S212 | 3       | --   | S42A | 10     | S42A  | S33A | 17     | --   |
| S16A | 4       | S16  | S20A | 11     | S220  | S34A | 18     | --   |
| S22A | SCPTu 5 | S22A | S23A | 12     | --    | S35A | 19     | S232 |
| S25A | SCPTu 6 | S25A | S26A | 13     | S225A | S36A | 20     | --   |

## 4.2.4.4. Revisão dos Perfis do Solo

Para efeitos da liquefação, de acordo com a comparação com o CPT, nota-se que a maior parte dos perfis completos do solo, determinados pela equipa de geólogos portugueses envolvidos no projeto do LIQUEFACT, estão ajustados. Entretanto, há exemplos com grandes divergências características que foram revistos através do próprio resultado da sondagem e sofreram alterações quando necessário. Estas alterações referem-se à delimitação das camadas e a estimativa dos valores de base da percentagem de finos.

Quanto as alterações referentes à delimitação das camadas, havia situações em que a uma determinada profundidade a camada de solo caracterizava uma zona de transição do material. Nestes casos, utilizou-se a seguinte justificativa detalhada abaixo.

A Figura 4.12 exemplifica parte do log da sondagem SPT no SI1, em que é perceptível uma camada de transição do material na profundidade 3,5 m.

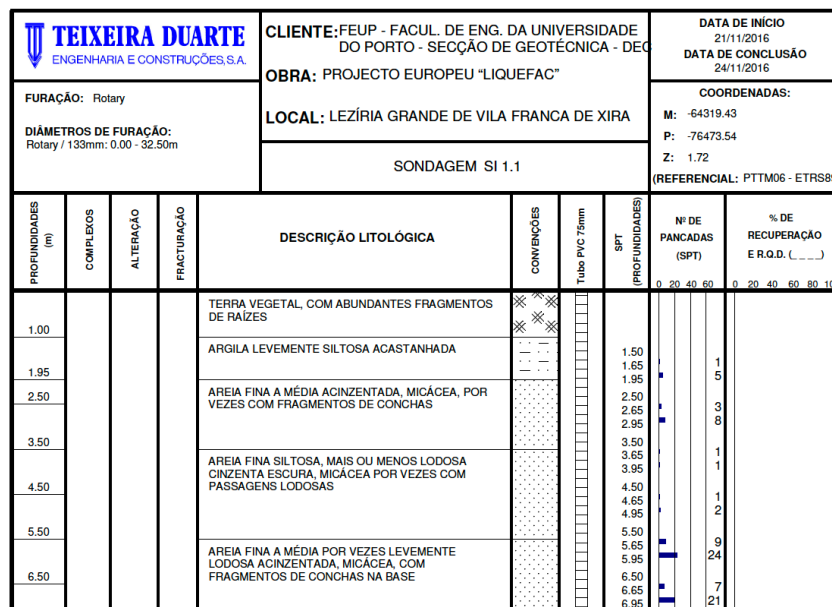


Figura 4.12 - Parte do log da sondagem SPT no SI1

De facto, de acordo com a descrição litológica da sondagem, até a profundidade 3,5 m existe como material areia fina a média acinzentada, micácea, por vezes com fragmentos de conchas. Entretanto, para esta profundidade, a medição referente ao número de pancadas do ensaio SPT diz respeito a zona de baixo, pois é definido para a segunda e terceira fase de penetração, caracterizado pelos 30,0 cm finais, como representado na Figura 4.13.

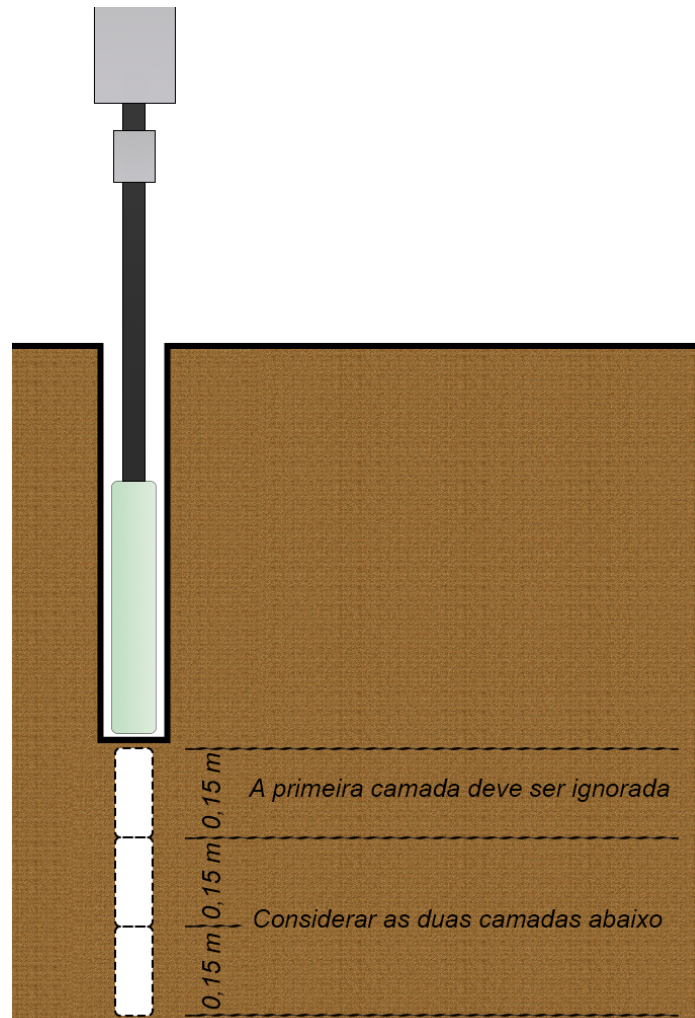


Figura 4.13 - Esquema gráfico para medição do ensaio SPT

Como o ensaio SPT penetra na camada de baixo, então deve ser considerado as propriedades da zona de baixo. O que aparenta ser uma diferença muito pequena, numa zona de interface faz bastante diferença.

Para comparar SPT com CPT, com rigor, deve-se buscar a profundidade não dos 3,5 m, mas sim entre 3,65 m e 3,95 m. O CPT, como apresenta uma continuidade, possui uma influência dos materiais por onde passou, mas de facto vai dar essencialmente o comportamento da zona a que está a atravessar naquele instante. Desta forma, o material representativo para a camada 3,5 m é areia fina siltosa, mais ou menos lodosa, cinzenta escura, micácea por vezes com passagens lodosas. Em todas as situações semelhantes, considerou-se para as zonas de transição, o material referente a camada onde foi obtido o resultado do ensaio SPT.

Para a estimativa dos valores de base da percentagem de finos, todos os perfis do solo foram revistos de acordo com a descrição litológica completa, e em determinadas situações, os finos foram alterados. A Figura 4.14, e a Figura 4.15 exemplificam através dos logs da sondagem SPT para o ponto S25A, uma destas situações em que os finos foram modificados.

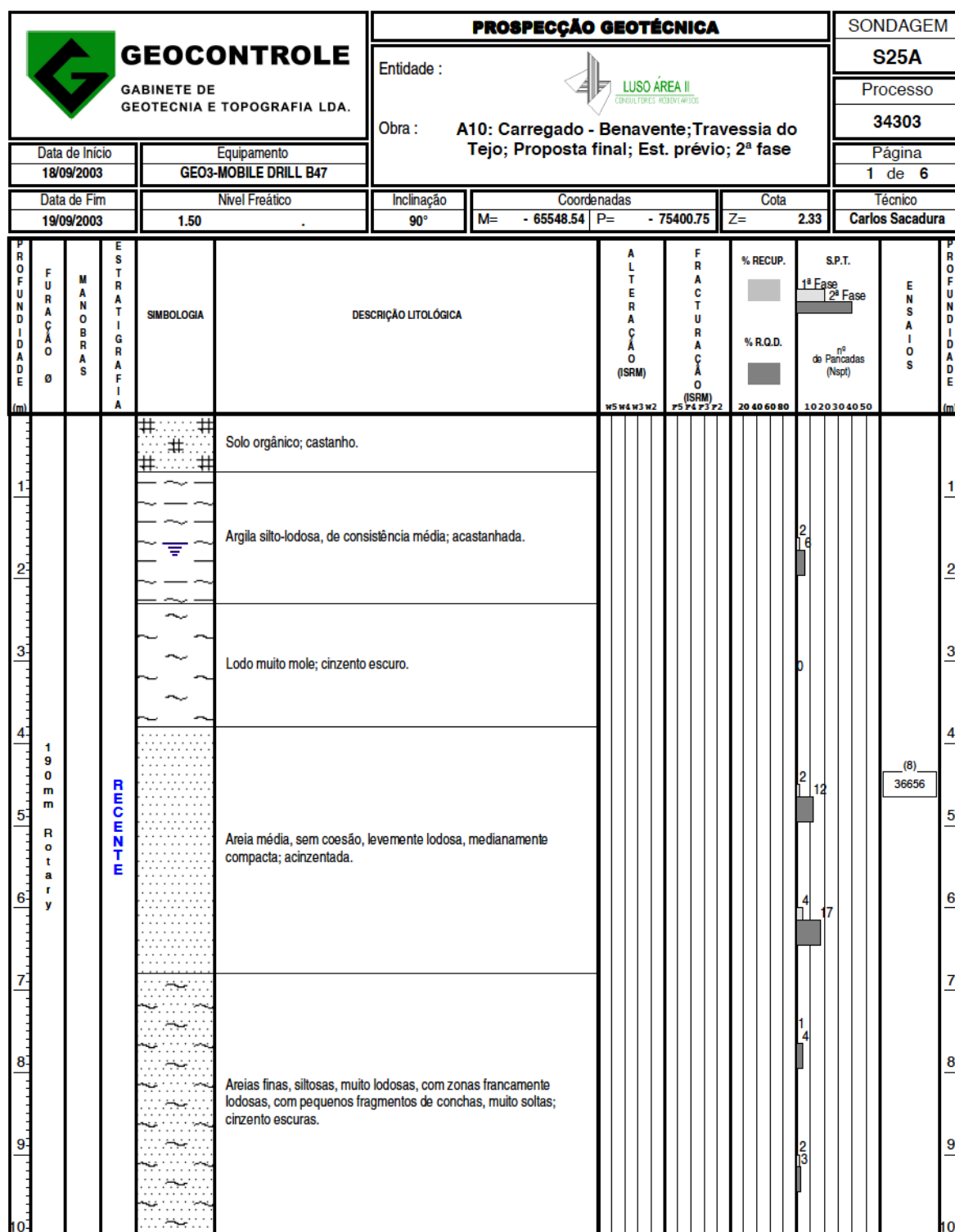


Figura 4.14 - Log da sondagem SPT no S25A

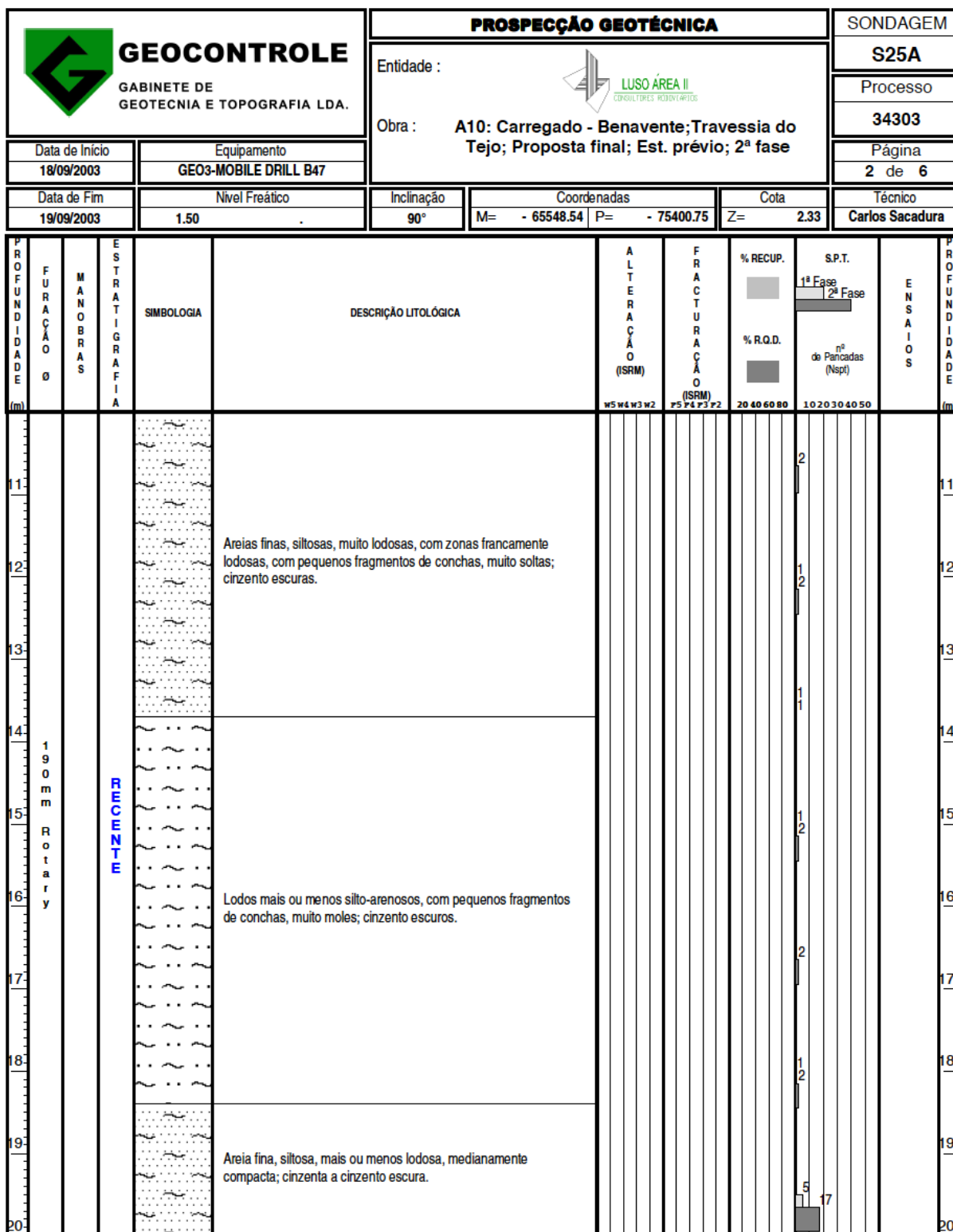


Figura 4.15 - Continuação do log da sondagem SPT no S25A

Tal como se pode ver ao longo do boletim da sondagem SPT no ponto S25A, há uma predominância de material granular, com a descrição litológica de areia fina, mas com algumas passagens lodosas em determinadas profundidades.

Entre os 6,8 m e 13,5 m de profundidade, há uma camada de areia fina, siltosa, muito lodosas. O material poderia ser considerado o mesmo da camada anterior, entretanto, trata-se de uma camada de areia fina com passagens lodosas. Na análise dos metros finais da sondagem, precisamente abaixo dos 18,4 m, também há como material uma areia fina, caracterizada por percentuais lodosos. Anteriormente, os geólogos admitiram uma simplificação, considerando para estas camadas um material apenas arenoso, quando na verdade apresenta uma componente argilosa maior.

Assim, para essas profundidades, onde a simbologia, em conjunto com a descrição litológica completa caracterizam o material como uma areia com a presença de percentuais lodosos, as percentagens de finos foram alteradas, no valor de base, entre 15% a 18% para 30%. Em todas as situações semelhantes, considerou-se para as camadas de areia com passagens lodosas, uma percentagem de finos no valor de 30%. Todas as camadas de lodo, assumem uma percentagem de finos no valor de 100%.

A Figura 4.16 mostra a representação gráfica comparativa da percentagem de finos do SPT para os valores de base (SPT\_B) e os valores revistos (SPT\_R), com os respectivos finos do SCPTu, no ponto S25A.

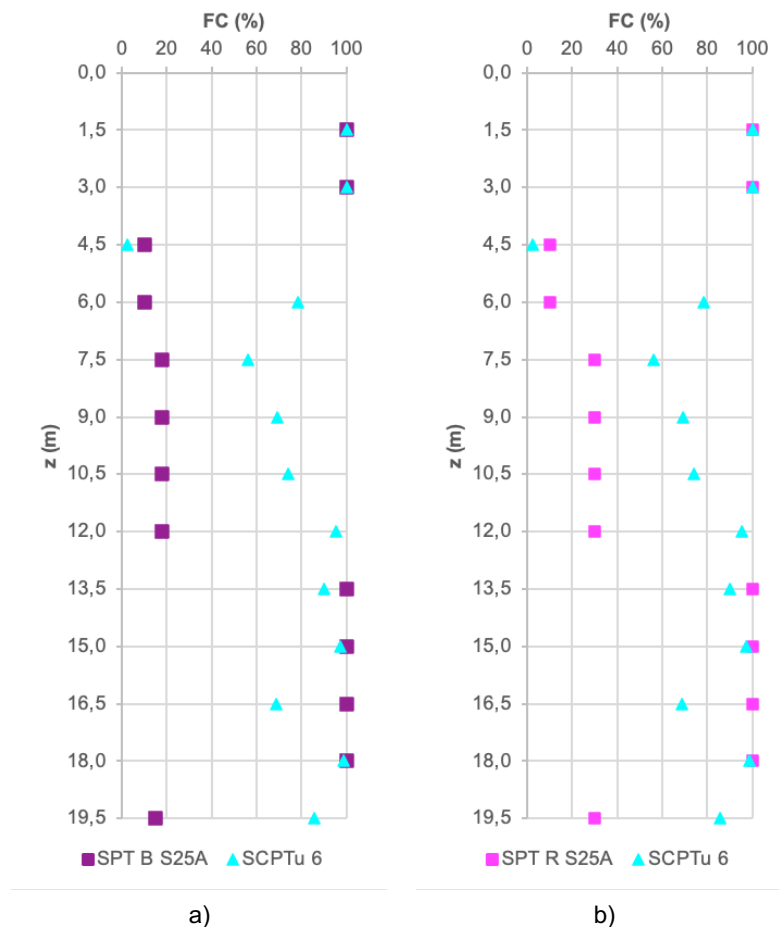


Figura 4.16 - S25A e SCPTu 6: a) Percentagem de finos SPT de base e SCPTu; b) Percentagem de finos SPT revisto e SCPTu

De acordo com a Figura 4.16, nas profundidades onde os finos foram alterados, apesar da pequena diferença entre os finos do SPT, os valores revistos (SPT\_R) aproximam-se dos finos do CPT. Apesar da diferença entre os valores dos finos, podem representar comportamentos característicos do mesmo material. Nas demais profundidades os valores permanecem os mesmos, em grandes profundidades coincidem ou apresentam diferenças bem pequenas.

Ainda sobre o ponto S25A, para a camada entre 13,50 m e 18,40 m de profundidade, foi inicialmente admitido como material uma areia média. Quando na realidade, a estimativa dos finos de base e a descrição litológica completa caracterizam nesta profundidade um lodo. Na altura, isto passou despercebido. Por caracterizarem materiais de comportamentos distintos, esta correção foi introduzida no perfil do solo, o qual passou a ser chamado de perfil revisto, como forma de representar um novo perfil em relação ao que foi apresentado no LIQUEFACT.

Em todas as demais situações semelhantes, as devidas correções foram feitas para fidedignas representações e caracterizações. A Figura 4.17 apresenta o perfil do solo antes e após a reanálise no ponto S25A.



Figura 4.17 - S25A: a) Perfil do solo; b) Perfil do solo revisto

Visualmente as diferenças são claras. Nota-se no perfil revisto uma menor camada de areia fina a média, e a existência de uma grande camada caracterizada por um material argiloso.

Os perfis revistos são mais complexos e estratificados do que os perfis completos dos solos derivados da descrição litológica. A partir de então, todas as subsequentes análises serão executadas conforme os perfis revistos, os quais se consideram perfis “reais”.

Em seguida, as análises comparativas entre os ensaios SPT e CPT foram complementadas com a avaliação do índice de comportamento do material  $I_c$ . Os diferentes métodos de interpretação do CPT, acabam por ter uma previsão dos finos completamente diferentes, pelo que faz sentido discutir estes parâmetros. Os valores referentes ao parâmetro direto  $I_c$  foram extraídos dos resultados dos ensaios CPT, os quais foram analisados pelo Cliq®.

#### 4.2.4.5. Comparação Relativa

Em seguida, foi realizada uma comparação relativa com o objetivo de verificar por meio de proporções a coincidência de diferentes percentagens de finos.

Esta comparação relativa foi calculada de duas maneiras, definidas nas seguintes expressões:

$$CR_1 = \left| \frac{FC_R - FC_i}{FC_R} \right| \quad (57)$$

$$CR_2 = \left| \frac{FC_R - FC_i}{100} \right| \quad (58)$$

Onde:

$CR_1$  é o valor da comparação relativa calculada na primeira maneira, em percentagem.

$CR_2$  é o valor da comparação relativa calculada na segunda maneira, em percentagem.

$FC_R$  é a percentagem de finos do valor considerado referência.

$FC_i$  é a percentagem de finos analisada.

Diante dos valores dos finos de laboratório, do SPT revisto, e do CPT, surge a dúvida sobre qual valor é o mais verdadeiro e fidedigno em sua representação para ser utilizado como referência.

Como a percentagem de finos do SPT revisto é, na verdade, uma revisão da estimativa de acordo com a descrição geológica, não pode ser considerada como a representação mais fiel.

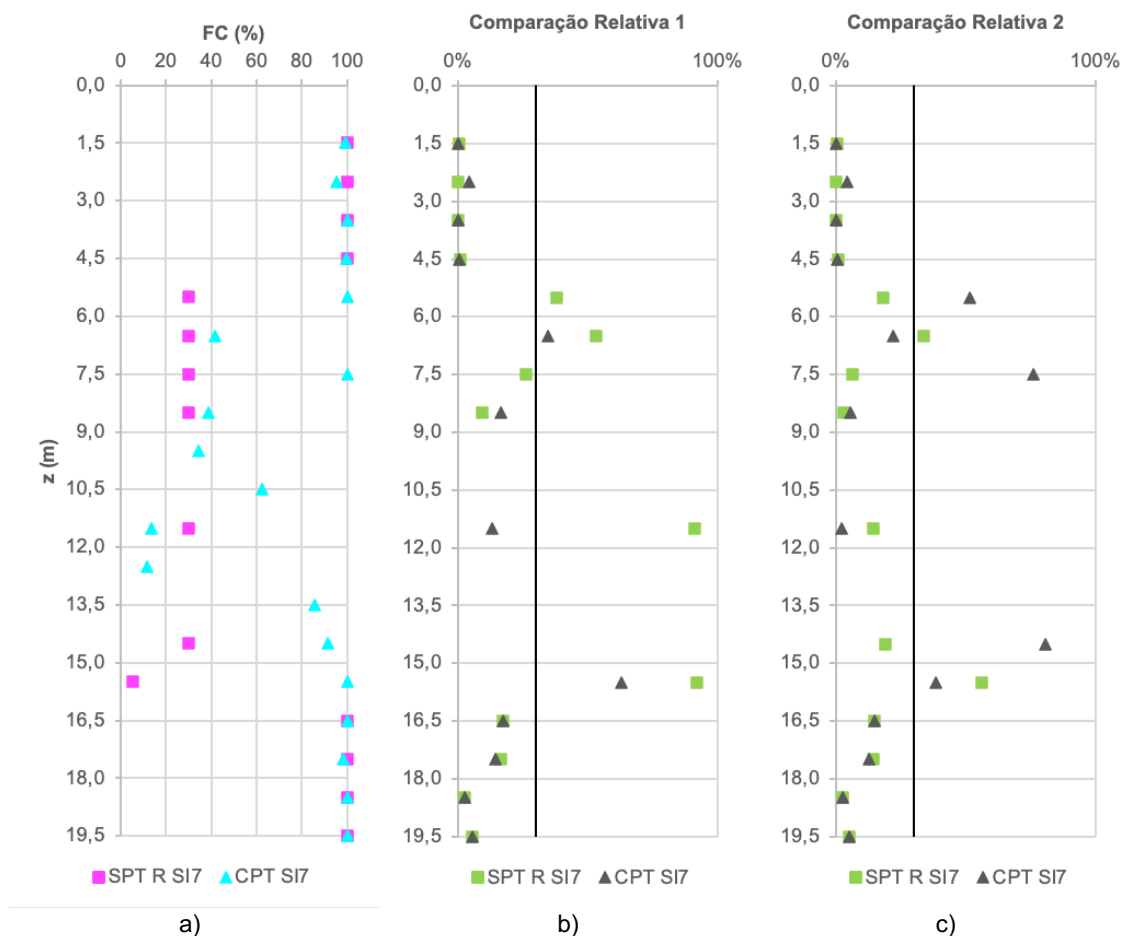
Os finos de laboratório apesar de serem obtidos nas amostras recolhidas no amostrador do SPT e, portanto, nas próprias profundidades em que foram recolhidas, acabam por caracterizar bem os solos a essas profundidades, sendo, por isso, fidedignos ao real comportamento do solo. Logo, estes resultados podem ser utilizados como valores de referência.

Para os pontos mais avançados da investigação, SI1 e SI7, os finos do laboratório foram utilizados como valor de referência. Para os pontos ensaiados ao longo da A10, não foram executados ensaios de laboratório, desta forma, os teores de finos obtidos a partir do CPT foram utilizados como valores de referência.

De acordo com estas comparações relativas, foi definido um valor máximo de 30%, considerado o limite aceitável de divergências para valores das percentagens de finos entre SPT e CPT. Mais do que este valor, há riscos de fornecer o comportamento de um tipo de solo de uma forma bastante evidente.

Por muitos ensaios que se tenha em termos de caracterização, por muito cuidado ao analisar os finos, haverá sempre exceções aquilo que se tem como regra. É completamente normal que determinados pontos divirjam. Entretanto, não deve ser uma quantidade muito representativa. Assim, a comparação relativa foi analisada em termos de conjuntos, por meio de uma análise global de todos os pontos, com resultados convergentes e divergentes.

Como exemplo, a Figura 4.18 mostra para o SI7, a representação gráfica do FC de forma complementar a comparação relativa calculada de acordo com a primeira maneira.



Ao analisar a Figura 4.18, nota-se a partir das comparações relativas, maiores convergências entre as percentagens de finos dos ensaios analisados. Há profundidades em que os percentuais ultrapassam o valor limite de 30%, caracterizado na representação gráfica pela reta. Estes maiores valores percentuais, acabam por coincidirem com as camadas onde os teores de finos também divergem, o que se traduz por uma maior sensibilidade na estimativa dos finos.



Para uma compreensão mais clara da evolução do fator de segurança,  $FS_{liq}$ , em profundidade, por meio da formatação condicional, função inerente ao Excel, três cores foram adicionadas. Estas cores correspondem aos valores do  $FS_{liq}$  menores do que 1,01 (vermelho), entre 1,01 e 1,25 (amarelo), e maiores do que 1,25 (verde).

Como anteriormente definido, o valor de 1,0 qualifica o valor mínimo para o fator de segurança. Entretanto, o Eurocódigo 8 (2010) é mais conservativo, e propõe um fator de segurança de 1,25.

#### 4.3.3. ANÁLISE DIRETA AO FATOR DE SEGURANÇA DO CPT

Para a análise direta do fator de segurança à liquefação do CPT, os valores do  $FS_{liq}$ , extraídos do software *Cliq*<sup>®</sup>, foram analisados sob duas situações. Inicialmente, na forma contínua do CPT, em seguida, de forma medianizada, de acordo com a mesma abordagem utilizada na análise da percentagem de finos do CPT.

A Figura 4.20 mostra a representação gráfica do  $FS_{liq}$  para a forma contínua e a forma medianizada, de três exemplos de pontos do CPT, os quais apresentam proximidade de acordo com o sistema de informação geográfica.

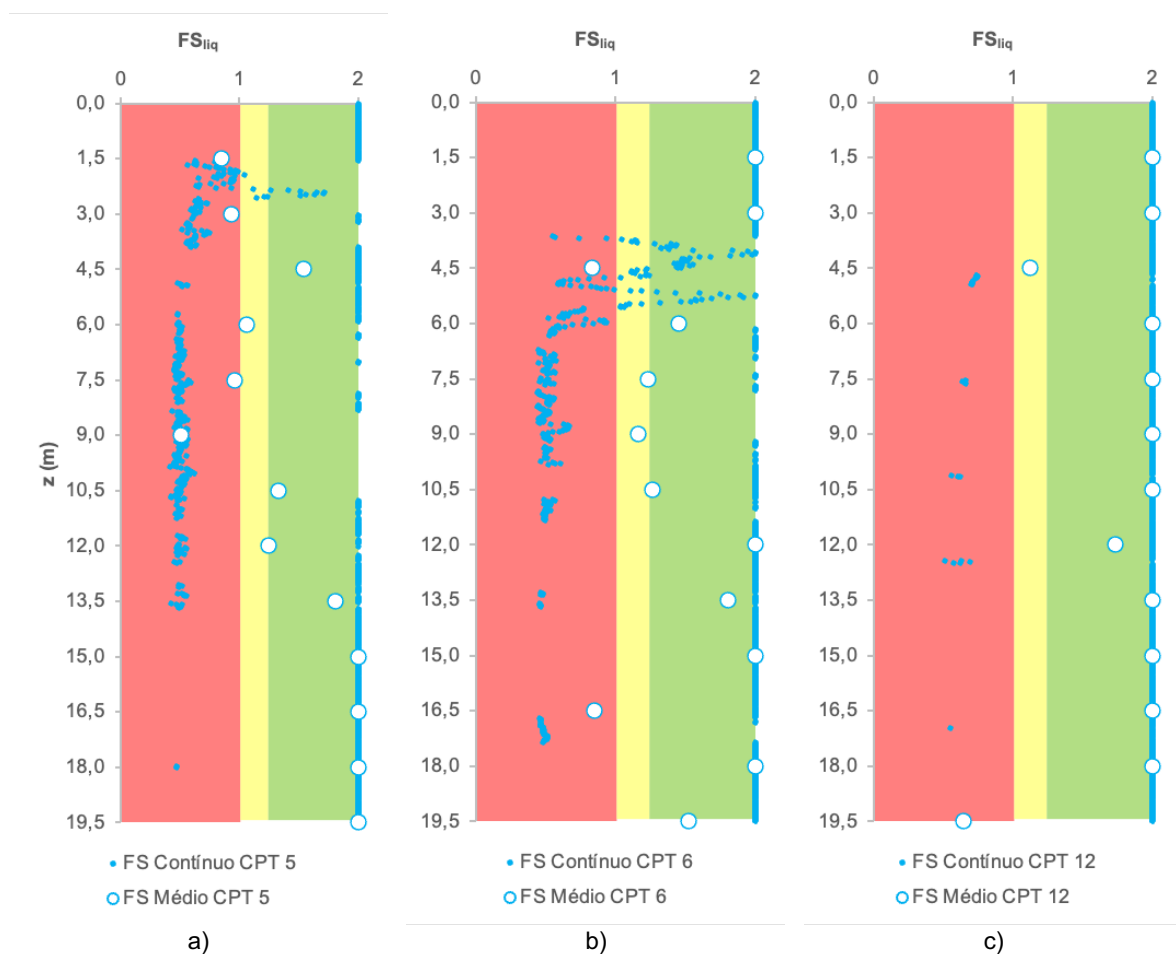


Figura 4.20 -  $FS_{liq}$  do CPT contínuo e medianizado: a) CPT 5; b) CPT 6; c) CPT 12

De acordo com a Figura 4.20, ao analisar o CPT 5, nota-se nas camadas iniciais, pontos contínuos e medianizados bem próximos, localizados inclusive na mesma zona de risco. À volta dos 9,0 m de profundidade, há um ponto medianizado que coincide exatamente com a linha contínua. O mesmo acontece para os pontos medianizados entre 15,0 m a 19,5 m de profundidade. Entretanto, há divergências entre a forma contínua e a medianizada na camada entre 4,5 m e 7,5 m de profundidade.

Para o CPT 6, observa-se um comportamento semelhante. Há valores medianizados do CPT que fornecem resultados muito disparatados, inclusive em diferentes zonas de risco de acordo com as cores utilizadas, como entre 7,5 m a 10,5 m.

Já para o CPT 12, a convergência dos pontos é bastante satisfatória. Nas camadas em que há argilas, as quais assumem um valor de 2,0 para o  $FS_{liq}$ , visto que este tipo de solo não apresenta riscos à liquefação, as camadas estão bem identificadas pelo CPT. Nas profundidades em que há algum desvio, como aos 4,5 m e 19,5 m de profundidade, o ponto medianizado indica um fator de segurança inferior a 1,0, caracterizando uma zona crítica.

Com base em todos os pontos analisados sob estas duas situações, confirma-se que utilizar valores medianizados para o fator de segurança do CPT, proporciona resultados muito disparatados, extremamente diferentes dos valores contínuos. Isto mostra, para este caso, a necessidade de um cuidado maior ao utilizar esta abordagem.

O facto de a análise anterior referente à percentagem de finos utilizar valores medianizados para o CPT e, fornecer bons resultados, não significa necessariamente que também medianizar o CPT para o fator de segurança ocasionará bons resultados.

De forma rigorosa, para comprovar que não se pode utilizar os valores do CPT medianizados, a partir das folhas de cálculo em formato Excel, onde foram calculadas as médias para o fator de segurança, este foi substituído por um conjunto de dados referentes aos parâmetros diretos medidos no ensaio CPT, como a resistência de ponta  $q_c$ , a resistência lateral  $f_s$ , e a pressão da água nos poros  $u$ . Automaticamente as médias para estes dados foram calculadas. Em seguida, os valores medianizados destes parâmetros, foram inseridos no Cliq<sup>®</sup>, o qual calculou para respectivas profundidades o fator de segurança “real” médio.

Estes resultados do Cliq<sup>®</sup> foram comparados com os resultados anteriores, de maneira a perceber como o fator de segurança varia e o cuidado que se deve ter em não medianizar desta forma, porque, de facto são resultados bastante disparatados.

A Figura 4.21 exhibe a representação gráfica do  $FS_{liq}$  para os mesmo três pontos analisados anteriormente. Consta, além dos valores contínuos e medianizados, os valores “reais” médios calculados pelo software Cliq<sup>®</sup>.

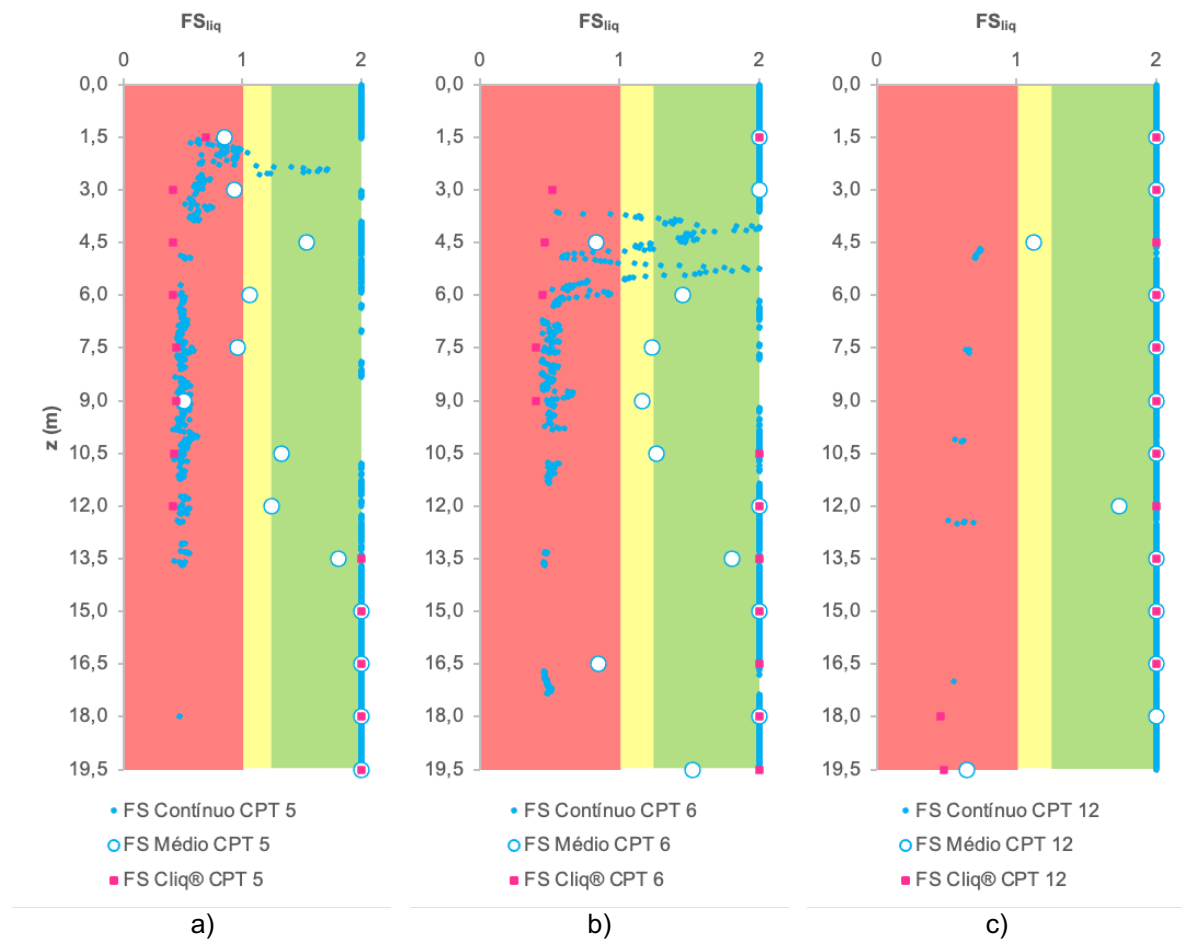


Figura 4.21 -  $FS_{liq}$  do CPT contínuo, medianizado e Cliq®: a) CPT 5; b) CPT 6; c) CPT 12

De acordo com a figura, as comparações permitem perceber que os valores do  $FS_{liq}$  calculados pelo Cliq® coincidem com os valores contínuos. Isto demonstra, mais uma vez, que não se deve utilizar valores medianizados para o fator de segurança do CPT.

Assim como o que foi feito, na realidade, poderia haver um maior sentido em utilizar na comparação valores medianizados, caso fossem utilizadas inicialmente as médias dos dados originais, ou seja, dos parâmetros originais provenientes do ensaio CPT, e assim poder comparar um fator de segurança médio, calculado pelo Cliq®.

Desta forma, o mais razoável é utilizar os dados contínuos, visto que essa é uma vantagem do CPT, e depois comparar com os pontos discretos do SPT, encontrando semelhanças e diferenças. Então, da maneira considerada como a mais correta, foram utilizados os valores contínuos para o fator de segurança à liquefação do CPT.

#### 4.3.4. ANÁLISE COMPARATIVA

A partir das análises diretas, os resultados do fator de segurança do SPT e CPT foram integrados e avaliados quanto ao impacto à suscetibilidade à liquefação. A avaliação foi feita com base na comparação entre os fatores de segurança do SPT revisto (SPT\_R) e do CPT contínuo, como ilustra a Figura 4.22.

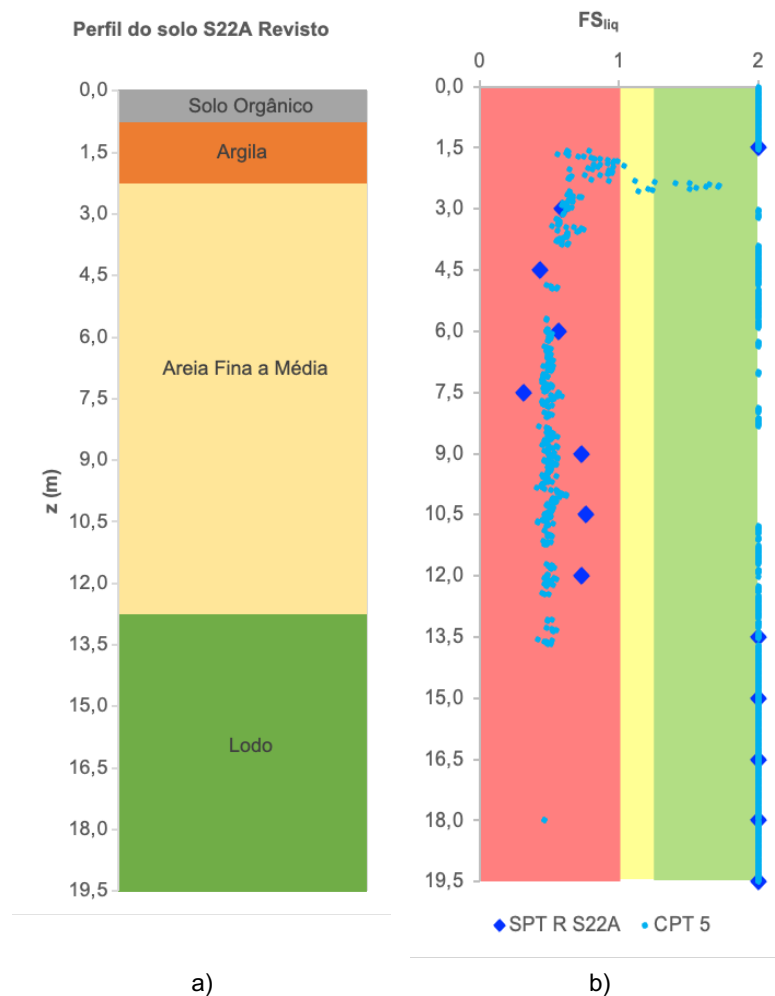


Figura 4.22 - SPT S22A e CPT 5: a) Perfil do solo revisto; b) FS<sub>liq</sub>

Como visto na Figura 4.22, é possível perceber correspondências entre as camadas caracterizadas pelo perfil do solo e as zonas de risco baseadas no FS<sub>liq</sub>. As camadas caracterizadas por um material argiloso, apresentam valores do fator de segurança na zona verde, e as camadas de material granular apresentam valores de FS<sub>liq</sub> inferiores e localizados nas zonas críticas.

O resultado comparativo entre SPT e CPT com o fator de segurança apresentou resultados menos divergentes quando comparamos aos finos, apesar do FS<sub>liq</sub> estar também relacionado com a percentagem de finos.

#### 4.4. ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DAS ONDAS DE CORTE

Para a análise da suscetibilidade à liquefação através das ondas de corte, tem-se em consideração um conjunto de diferentes ensaios realizados no campo experimental, nomeadamente SR, SASW, SDMT e CH, os quais medem de forma direta ou indireta as velocidades das ondas sísmicas de corte.

Especificadamente para o ponto de investigação SI7, apesar de executados diferentes ensaios, apenas os resultados do SDMT e CH foram utilizados nesta análise. Para os pontos de investigação ao longo da A10, constam apenas resultados de ensaios CH.

Os ensaios executados fornecem como dados os valores das profundidades  $z$ , em metros, e as respectivas velocidades das ondas de corte  $V_s$ , em m/s. A partir destes dados, de acordo com as duas abordagens distintas, Andrus e Stokoe (2000) e Kayen et al. (2013), e com base nas variações das percentagens de finos entre os finos do SPT revisto e os finos do CPT, os fatores de segurança à liquefação foram determinados por meio de folhas de cálculo programadas em formato Excel, representadas na Figura 4.23 e Figura 4.24.

| Liquefaction Susceptibility Analysis based on VS |                                                  |          |                |                 |        |              |        |      |      |      |      |
|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------|----------------|-----------------|--------|--------------|--------|------|------|------|------|
| Site                                             | LIQUEFACT pilot site, Benavente                  |          |                |                 |        |              |        |      |      |      |      |
| Data                                             | CH measurement of VS      Andrus e Stokoe (2000) |          |                |                 |        |              |        |      |      |      |      |
| z (m)                                            | Vs (m/s)                                         | $\gamma$ | $\sigma'_{V0}$ | $\sigma^*_{V0}$ | Vsi    | FC SPT R (%) | Vsi*   | CRR  | rd   | CSR  | FS   |
| 2,00                                             | 102,00                                           | 16,23    | 32,45          | 32,45           | 135,14 | 100,00       | 200,00 | 0,07 | 0,98 | 0,16 | 2,00 |
| 3,00                                             | 100,00                                           | 15,87    | 47,62          | 44,67           | 122,32 | 100,00       | 200,00 | 0,05 | 0,98 | 0,17 | 2,00 |
| 4,00                                             | 103,50                                           | 15,79    | 63,18          | 50,43           | 122,82 | 100,00       | 200,00 | 0,06 | 0,97 | 0,20 | 2,00 |
| 5,00                                             | 113,00                                           | 15,96    | 79,78          | 57,22           | 129,93 | 100,00       | 200,00 | 0,06 | 0,96 | 0,22 | 2,00 |
| 6,00                                             | 139,00                                           | 16,58    | 99,46          | 67,09           | 153,59 | 30,00        | 202,50 | 0,10 | 0,95 | 0,23 | 0,42 |
| 7,00                                             | 133,00                                           | 16,31    | 114,17         | 71,99           | 144,39 | 30,00        | 202,50 | 0,08 | 0,95 | 0,24 | 0,33 |
| 8,00                                             | 158,50                                           | 16,85    | 134,80         | 82,81           | 166,15 | 30,00        | 202,50 | 0,12 | 0,94 | 0,25 | 0,50 |
| 9,00                                             | 147,00                                           | 16,50    | 148,46         | 86,66           | 152,36 | 30,00        | 202,50 | 0,09 | 0,93 | 0,26 | 0,36 |
| 10,00                                            | 142,50                                           | 16,31    | 163,10         | 91,48           | 145,71 | 30,00        | 202,50 | 0,08 | 0,91 | 0,26 | 0,31 |
| 11,00                                            | 164,50                                           | 16,76    | 184,38         | 102,96          | 163,31 | 30,00        | 202,50 | 0,12 | 0,88 | 0,25 | 0,46 |
| 12,00                                            | 143,00                                           | 16,19    | 194,34         | 103,11          | 141,91 | 30,00        | 202,50 | 0,08 | 0,85 | 0,26 | 0,30 |
| 13,00                                            | 157,00                                           | 16,48    | 214,19         | 113,15          | 152,22 | 30,00        | 202,50 | 0,09 | 0,83 | 0,25 | 0,37 |
| 14,00                                            | 174,50                                           | 16,81    | 235,29         | 124,44          | 165,22 | 30,00        | 202,50 | 0,12 | 0,80 | 0,24 | 0,50 |
| 15,00                                            | 145,00                                           | 16,09    | 241,34         | 120,67          | 138,35 | 30,00        | 202,50 | 0,07 | 0,77 | 0,25 | 0,29 |
| 16,00                                            | 167,50                                           | 16,57    | 265,04         | 134,57          | 155,52 | 5,00         | 215,00 | 0,09 | 0,75 | 0,24 | 0,37 |
| 17,00                                            | 157,00                                           | 16,29    | 276,91         | 136,63          | 145,22 | 100,00       | 200,00 | 0,08 | 0,72 | 0,24 | 2,00 |
| 18,00                                            | 151,00                                           | 16,11    | 289,95         | 139,85          | 138,85 | 100,00       | 200,00 | 0,07 | 0,69 | 0,23 | 2,00 |
| 19,00                                            | 166,50                                           | 16,42    | 312,04         | 152,14          | 149,92 | 100,00       | 200,00 | 0,09 | 0,67 | 0,22 | 2,00 |

Figura 4.23 - Folha de cálculo de acordo com Andrus e Stokoe (2000) para determinação do fator de segurança à liquefação baseado no  $V_s$  do CH no SI7

| Liquefaction Susceptibility Analysis based on VS |                                 |       |               |                |        |      |              |        |        |      |      |      |        |      |      |      |
|--------------------------------------------------|---------------------------------|-------|---------------|----------------|--------|------|--------------|--------|--------|------|------|------|--------|------|------|------|
| Site                                             | LIQUEFACT pilot site, Benavente |       |               |                |        |      |              |        |        |      |      |      |        |      |      |      |
| Data                                             | SDMT measurement of VS          |       |               |                |        |      |              |        |        |      |      |      |        |      |      |      |
| z (m)                                            | Vs (m/s)                        | g     | $\sigma_{v0}$ | $\sigma'_{v0}$ | Vsi    | Id   | FC SPT R (%) | Vsi*   | 150    |      |      |      |        |      |      |      |
|                                                  |                                 |       |               |                |        |      |              |        | Type 1 |      |      |      | Type 2 |      |      |      |
|                                                  |                                 |       |               |                |        |      |              |        | CRR    | rd   | CSR  | FS   | CRR    | rd   | CSR  | FS   |
| 2,00                                             | 106,00                          | 15,70 | 32,86         | 28,94          | 144,52 | 0,35 | 100,00       | 200,00 | 0,12   | 0,96 | 0,14 | 2,00 | 0,14   | 0,97 | 0,22 | 2,00 |
| 2,50                                             | 93,00                           | 15,70 | 40,71         | 31,88          | 123,76 | 0,40 | 100,00       | 200,00 | 0,10   | 0,95 | 0,16 | 2,00 | 0,11   | 0,96 | 0,24 | 2,00 |
| 3,00                                             | 89,00                           | 14,72 | 48,07         | 34,34          | 116,27 | 0,11 | 100,00       | 200,00 | 0,09   | 0,93 | 0,17 | 2,00 | 0,10   | 0,95 | 0,26 | 2,00 |
| 3,50                                             | 87,00                           | 15,70 | 55,92         | 37,28          | 111,34 | 0,23 | 100,00       | 200,00 | 0,09   | 0,91 | 0,18 | 2,00 | 0,10   | 0,94 | 0,28 | 2,00 |
| 4,00                                             | 85,00                           | 14,72 | 63,27         | 39,73          | 107,06 | 0,11 | 100,00       | 200,00 | 0,09   | 0,88 | 0,19 | 2,00 | 0,10   | 0,92 | 0,29 | 2,00 |
| 4,50                                             | 93,00                           | 15,70 | 71,12         | 42,67          | 115,07 | 0,20 | 100,00       | 200,00 | 0,09   | 0,85 | 0,19 | 2,00 | 0,10   | 0,91 | 0,30 | 2,00 |
| 5,00                                             | 97,00                           | 15,70 | 78,97         | 45,62          | 118,03 | 0,28 | 100,00       | 200,00 | 0,09   | 0,83 | 0,19 | 2,00 | 0,10   | 0,90 | 0,31 | 2,00 |
| 5,50                                             | 119,00                          | 14,72 | 86,33         | 48,07          | 142,92 | 0,14 | 30,00        | 202,50 | 0,11   | 0,80 | 0,19 | 0,56 | 0,12   | 0,88 | 0,32 | 0,38 |
| 6,00                                             | 117,00                          | 15,70 | 94,18         | 51,01          | 138,44 | 0,43 | 30,00        | 202,50 | 0,10   | 0,76 | 0,19 | 0,54 | 0,11   | 0,87 | 0,32 | 0,36 |
| 6,50                                             | 118,00                          | 15,70 | 102,02        | 53,96          | 137,68 | 0,19 | 30,00        | 202,50 | 0,10   | 0,73 | 0,18 | 0,55 | 0,11   | 0,85 | 0,32 | 0,35 |
| 7,00                                             | 156,00                          | 15,70 | 109,87        | 56,90          | 179,62 | 0,14 | 30,00        | 202,50 | 0,18   | 0,70 | 0,18 | 0,99 | 0,20   | 0,84 | 0,32 | 0,62 |
| 7,50                                             | 137,00                          | 18,64 | 119,19        | 61,31          | 154,82 | 1,98 | 30,00        | 202,50 | 0,12   | 0,67 | 0,17 | 0,71 | 0,14   | 0,83 | 0,32 | 0,43 |
| 8,00                                             | 180,00                          | 17,66 | 128,02        | 65,24          | 200,29 | 1,37 | 30,00        | 202,50 | 0,26   | 0,64 | 0,17 | 1,59 | 0,30   | 0,81 | 0,32 | 0,94 |
| 8,50                                             | 150,00                          | 17,66 | 136,85        | 69,16          | 164,49 | 2,76 | 30,00        | 202,50 | 0,14   | 0,61 | 0,16 | 0,88 | 0,16   | 0,80 | 0,31 | 0,50 |
| 9,00                                             | 164,00                          | 17,66 | 145,68        | 73,08          | 177,37 | 1,47 | 30,00        | 202,50 | 0,17   | 0,58 | 0,15 | 1,12 | 0,19   | 0,78 | 0,31 | 0,62 |
| 9,50                                             | 151,00                          | 16,68 | 154,02        | 76,52          | 161,45 | 0,71 | 30,00        | 202,50 | 0,13   | 0,55 | 0,15 | 0,90 | 0,15   | 0,77 | 0,31 | 0,49 |
| 10,00                                            | 164,00                          | 17,66 | 162,85        | 80,44          | 173,17 | 1,30 | 30,00        | 202,50 | 0,16   | 0,53 | 0,14 | 1,12 | 0,18   | 0,75 | 0,30 | 0,60 |
| 10,50                                            | 139,00                          | 16,68 | 171,18        | 83,88          | 145,25 | 0,29 | 30,00        | 202,50 | 0,11   | 0,51 | 0,14 | 0,78 | 0,12   | 0,74 | 0,30 | 0,41 |
| 11,00                                            | 146,00                          | 17,66 | 180,01        | 87,80          | 150,83 | 0,61 | 30,00        | 202,50 | 0,12   | 0,49 | 0,13 | 0,86 | 0,13   | 0,72 | 0,29 | 0,45 |
| 11,50                                            | 187,00                          | 18,64 | 189,33        | 92,21          | 190,83 | 1,95 | 30,00        | 202,50 | 0,22   | 0,48 | 0,13 | 1,67 | 0,25   | 0,71 | 0,29 | 0,85 |
| 12,00                                            | 194,00                          | 18,64 | 198,65        | 96,63          | 195,67 | 2,80 | 30,00        | 202,50 | 0,24   | 0,47 | 0,13 | 1,88 | 0,27   | 0,69 | 0,28 | 0,95 |
| 12,50                                            | 205,00                          | 17,66 | 207,48        | 100,55         | 204,72 | 3,83 | 30,00        | 202,50 | 0,29   | 0,45 | 0,12 | 2,33 | 0,33   | 0,68 | 0,28 | 1,17 |
| 13,00                                            | 196,00                          | 18,64 | 216,80        | 104,97         | 193,64 | 1,96 | 30,00        | 202,50 | 0,23   | 0,44 | 0,12 | 1,92 | 0,26   | 0,67 | 0,27 | 0,95 |
| 13,50                                            | 196,00                          | 17,66 | 225,63        | 108,89         | 191,87 | 1,68 | 30,00        | 202,50 | 0,22   | 0,42 | 0,12 | 1,90 | 0,25   | 0,65 | 0,27 | 0,93 |
| 14,00                                            | 172,00                          | 16,68 | 233,97        | 112,32         | 167,07 | 0,52 | 30,00        | 202,50 | 0,14   | 0,41 | 0,11 | 1,27 | 0,16   | 0,64 | 0,26 | 0,62 |
| 14,50                                            | 185,00                          | 16,68 | 242,31        | 115,76         | 178,35 | 0,73 | 30,00        | 202,50 | 0,17   | 0,40 | 0,11 | 1,55 | 0,20   | 0,63 | 0,26 | 0,75 |
| 15,00                                            | 176,00                          | 16,68 | 250,65        | 119,19         | 168,44 | 0,16 | 30,00        | 202,50 | 0,15   | 0,40 | 0,11 | 1,34 | 0,17   | 0,61 | 0,26 | 0,65 |
| 15,50                                            | 192,00                          | 16,68 | 258,98        | 122,63         | 182,46 | 0,21 | 30,00        | 202,50 | 0,19   | 0,39 | 0,11 | 1,71 | 0,21   | 0,60 | 0,25 | 0,84 |
| 16,00                                            | 170,00                          | 16,68 | 267,32        | 126,06         | 160,44 | 0,25 | 30,00        | 202,50 | 0,13   | 0,38 | 0,11 | 1,22 | 0,15   | 0,59 | 0,25 | 0,60 |
| 16,50                                            | 178,00                          | 16,68 | 275,66        | 129,49         | 166,86 | 0,20 | 100,00       | 200,00 | 0,16   | 0,38 | 0,11 | 2,00 | 0,18   | 0,58 | 0,24 | 2,00 |
| 17,00                                            | 177,00                          | 16,68 | 284,00        | 132,93         | 164,84 | 0,31 | 100,00       | 200,00 | 0,15   | 0,37 | 0,11 | 2,00 | 0,18   | 0,56 | 0,24 | 2,00 |
| 17,50                                            | 172,00                          | 16,68 | 292,34        | 136,36         | 159,17 | 0,17 | 100,00       | 200,00 | 0,14   | 0,37 | 0,10 | 2,00 | 0,16   | 0,55 | 0,24 | 2,00 |
| 18,00                                            | 168,00                          | 16,68 | 300,68        | 139,79         | 154,50 | 0,15 | 100,00       | 200,00 | 0,13   | 0,37 | 0,10 | 2,00 | 0,15   | 0,54 | 0,23 | 2,00 |
| 18,50                                            | 177,00                          | 16,68 | 309,02        | 143,23         | 161,80 | 0,12 | 100,00       | 200,00 | 0,15   | 0,36 | 0,10 | 2,00 | 0,17   | 0,53 | 0,23 | 2,00 |
| 19,00                                            | 171,00                          | 17,66 | 317,84        | 147,15         | 155,26 | 0,54 | 100,00       | 200,00 | 0,14   | 0,36 | 0,10 | 2,00 | 0,15   | 0,52 | 0,22 | 2,00 |
| 19,50                                            | 182,00                          | 16,68 | 326,18        | 150,58         | 164,30 | 0,21 | 100,00       | 200,00 | 0,15   | 0,36 | 0,10 | 2,00 | 0,17   | 0,51 | 0,22 | 2,00 |

Figura 4.24 - Folha de cálculo de acordo com Kayen et al. (2013) para determinação do fator de segurança à liquefação baseado no  $V_s$  do SDMT no SI7

Quanto as variações das percentagens de finos, os respetivos valores foram coletados a partir dos ficheiros em formato Excel já utilizados mediante a análise da percentagem de finos. Como as profundidades ensaiadas para obter as velocidades das ondas de corte diferem das profundidades espaçadas do SPT e CPT, tornou-se necessário uma correspondência.

Os valores referentes aos finos do SPT revisto foram determinados de acordo com os finos existentes e as limitações das camadas. Relativamente aos teores de finos do CPT, para cada profundidade desejada, foi necessário calcular uma média dos valores existentes no intervalo de uma variação de  $\pm 0,10$  m.

A partir dos valores obtidos para os fatores de segurança à liquefação, com base nos diferentes ensaios, nas abordagens utilizadas e nas correspondentes alterações das percentagens de finos, os resultados foram analisados de forma comparativa com o objetivo de identificar as diferenças e a capacidade que as ondas de corte possuem ou não de fornecer os mesmos resultados ou resultados semelhantes em termos das camadas críticas, se forem adotadas corretamente as percentagens de finos.

#### 4.5. ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO BASEADA NOS ÍNDICES DE RISCO

De acordo com uma abordagem alternativa para a avaliação do potencial de liquefação, o sítio piloto foi analisado a partir da quantificação da liquefação, baseado em Índices de Risco, especificadamente o Índice de Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN).

Inicialmente, esta análise foi feita de forma isolada para os resultados dos ensaios SPT e CPT(u). Posteriormente, foi feita uma comparação entre os Índices de Risco destes ensaios, com base na correspondência já definida entre eles.

Para os resultados do SPT, os valores dos Índices de Risco foram determinados para o SPT de base e o SPT revisto, a partir de uma folha de cálculo em formato Excel, produzida inicialmente para a determinação do fator de segurança à liquefação, já representada na Figura 4.19.

A Figura 4.25 mostra um fragmento desta folha de cálculo, em que é possível observar o cálculo do LPI e do LSN, e uma tabela resumo com os respetivos resultados, determinados de acordo com as metodologias propostas e detalhadas anteriormente na secção 2.8 referente ao capítulo 2.

| Índices | FS < 1 | W(z) | F    | LPI  | F <sub>a</sub> | g <sub>lim</sub> | g <sub>máx</sub> | e <sub>v</sub> | LSN  | Tipo 1               |       |
|---------|--------|------|------|------|----------------|------------------|------------------|----------------|------|----------------------|-------|
|         | –      | 9,25 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    | <b>Tabela resumo</b> |       |
|         | –      | 8,50 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    | <b>LPI</b>           | 10,56 |
|         | –      | 7,75 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    | <b>LSN 10</b>        | 17,55 |
|         | 0,59   | 7,00 | 0,41 | 2,84 | 0,95           | 1,06             | 1,06             | 0,05           | 0,01 | <b>LSN 20</b>        | 23,50 |
|         | 0,64   | 6,25 | 0,36 | 2,22 | 0,92           | 0,94             | 0,94             | 0,04           | 0,01 |                      |       |
|         | 0,53   | 5,50 | 0,47 | 2,58 | 0,95           | 1,03             | 1,03             | 0,04           | 0,00 |                      |       |
|         | 0,38   | 4,75 | 0,62 | 2,93 | 0,85           | 1,29             | 1,29             | 0,06           | 0,01 |                      |       |
|         | –      | 4,00 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |
|         | –      | 3,25 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |
|         | –      | 2,50 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |
|         | –      | 1,75 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |
|         | –      | 1,00 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |
|         | –      | 0,25 | 0,00 | –    | –              | –                | –                | –              | –    |                      |       |

Figura 4.25 - Fragmento da folha de cálculo para determinação do LPI e LSN a partir do SPT

Para os resultados do CPT, os valores dos Índices de Risco foram determinados com recurso ao software Cliq®, onde o LPI foi calculado para profundidades inferiores a 20,0 m e o LSN para profundidades inferiores a 10,0 m.

Pelo facto do LSN estar relacionado com as variações volumétricas, justifica-se a utilização dos 10,0 m no Cliq®, pois à medida que cresce em profundidade, acaba por diluir as variações volumétricas nos ajustes que os materiais vão tendo à medida que chegam a superfície.

Como visto anteriormente na secção 2.8.2, o LPI é calculado para profundidades inferiores a 20,0 m. O software Cliq® calcula os valores para o LSN até 10,0 m de profundidade. Na literatura há referências que utilizam o LSN até uma profundidade de 10,0 m (Tonkin e Taylor, 2013), outras até 20,0 m (Maurer et al., 2015). Por não ser de todo claro qual é a profundidade máxima considerada, para uma análise comparativa destes índices, faz mais sentido estar a comparar valores que estão a abranger a mesma dimensão, ou seja, o mesmo volume de solo. Desta forma, todos os valores de LSN foram calculados para profundidades até 10,0 m, designado LSN<sub>10</sub>, e também até 20,0 m, designado LSN<sub>20</sub>.

Para todos os pontos analisados, os valores do LPI, LSN<sub>10</sub> e LSN<sub>20</sub> foram reunidos em ficheiro Excel, como representado no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Índices de Risco dos ensaios ao longo do sítio piloto

|                  | SPT R |                   |                   | CPT   |                   |                   |
|------------------|-------|-------------------|-------------------|-------|-------------------|-------------------|
|                  | LPI   | LSN <sub>10</sub> | LSN <sub>20</sub> | LPI   | LSN <sub>10</sub> | LSN <sub>20</sub> |
| SPT - CPT        | T1    | T1                | T1                | T1    | T1                | T1                |
| <b>S11 - S11</b> | 27,00 | 45,09             | 69,10             | 15,58 | 26,74             | 38,85             |
| <b>S17 - S17</b> | 20,54 | 23,06             | 38,94             | 12,95 | 12,17             | 21,32             |
| <b>S212 - 3</b>  | 8,99  | 25,07             | 30,37             | 4,11  | 12,36             | 17,34             |
| <b>S16A - 4</b>  | 7,89  | 8,99              | 12,16             | 5,22  | 9,24              | 9,24              |
| <b>S22A - 5</b>  | 18,73 | 38,82             | 43,25             | 19,88 | 46,20             | 52,04             |
| <b>S25A - 6</b>  | 12,02 | 16,64             | 25,25             | 11,29 | 20,70             | 24,74             |
| <b>S226 - 7</b>  | 10,02 | 7,72              | 27,82             | 10,40 | 26,34             | 32,66             |
| <b>S32A - 8</b>  | 7,40  | 3,17              | 18,04             | 12,59 | 21,12             | 32,60             |
| <b>S37A - 9</b>  | 17,90 | 20,63             | 31,64             | 14,80 | 12,14             | 27,80             |
| <b>S20A - 11</b> | 12,69 | 20,02             | 28,98             | 18,18 | 53,40             | 58,56             |
| <b>S23A - 12</b> | 16,37 | 24,49             | 45,27             | 0,84  | 2,48              | 3,80              |
| <b>S26A - 13</b> | 5,67  | 10,83             | 16,74             | 10,99 | 32,60             | 34,88             |
| <b>S227 - 14</b> | 15,42 | 23,42             | 38,49             | 10,89 | 28,00             | 35,78             |
| <b>S30A - 15</b> | 11,21 | 9,20              | 23,11             | 13,78 | 24,04             | 32,88             |
| <b>S31A - 16</b> | 12,61 | 7,28              | 26,43             | 5,02  | 10,32             | 22,10             |
| <b>S33A - 17</b> | 17,52 | 18,02             | 38,82             | 10,24 | 23,74             | 26,96             |
| <b>S34A - 18</b> | 16,00 | 11,76             | 31,18             | 9,23  | 13,16             | 19,78             |
| <b>S35A - 19</b> | 22,21 | 38,71             | 65,39             | 4,46  | 11,06             | 18,18             |
| <b>S36A - 20</b> | 16,08 | 20,72             | 43,04             | 8,62  | 22,50             | 35,04             |

A partir deste quadro, a análise comparativa foi complementada por meio da representação de gráficos em forma de barras, organizados de acordo com a numeração dos ensaios SPT e CPT, e caracterizados por um fundo referente a um esquema de cores.

Este esquema associa determinadas cores, conforme representado no Quadro 4.4 e Quadro 4.5, aos intervalos dos índices de risco, já mencionados na secção 2.8.

Quadro 4.4 - Representação do esquema de cores baseado no intervalo do LPI

| Intervalo de LPI         | Cor                                                                                 | Potencial de Liquefação |
|--------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| $0 < \text{LPI} \leq 5$  |  | Baixo                   |
| $5 < \text{LPI} \leq 15$ |  | Elevado                 |
| $> 15$                   |  | Muito elevado           |

Quadro 4.5 - Representação do esquema de cores baseado no intervalo do LSN

| Intervalo de LSN | Cor | Efeitos Típicos                                                                                                  |
|------------------|-----|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0 - 10           |     | Pouca ou nenhuma expressão de liquefação.<br>Efeitos mínimos.                                                    |
| 10 - 20          |     | Pouca expressão de liquefação.<br>Alguns sand boils.                                                             |
| 20 - 30          |     | Expressão de liquefação moderada.<br>Sand boils e alguns danos estruturais.                                      |
| 30 - 40          |     | Expressão de liquefação moderada a severa.<br>Assentamento pode causar danos estruturais.                        |
| 40 - 50          |     | Expressão de liquefação intensa. Ondulações e danos à superfície do solo. Assentamentos graves de estruturas.    |
| > 50             |     | Extensa evidência de liquefação na superfície. Danos severos.<br>Assentamentos severos que afetam as estruturas. |

Relativamente à classificação e o consequente esquema de cores referente ao índice LSN, para o parâmetro do LSN<sub>20</sub>, uma vez que compreende uma maior profundidade do que o LSN<sub>10</sub>, a gama de valores em cada classe poderá ter que ser ajustada. No entanto, este ajuste terá que ser feito com base em ensaios CPT em locais com evidências de danos associados à liquefação.



# 5

## RESULTADOS E INTERPRETAÇÕES

### 5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises preliminares, sobretudo o impacto da consideração do teor de finos para a avaliação da suscetibilidade à liquefação.

Fez-se variar o conteúdo de finos por forma a examinar a sua influência no potencial à liquefação. As abreviações presentes nas representações gráficas adotaram-se as seguintes notações: teor de finos do SPT revisto (SPT\_R); teor de finos do laboratório (SPT\_LAB); teor de finos do CPT (CPT).

### 5.2. IMPACTO DO TEOR DE FINOS

Relativamente aos resultados das análises da percentagem de finos para avaliação da suscetibilidade à liquefação, realizadas através da comparação direta entre ensaios SPT e CPT, dois pontos de investigação mais avançados, nomeadamente SI1 e SI7, são apresentados a seguir.

Para o ponto SI1, a Figura 5.1 apresenta o perfil do solo revisto definido a partir dos resultados do SPT; a análise comparativa entre a percentagem de finos estimada do SPT revisto, a percentagem de finos obtida em laboratório e a percentagem de finos deduzida do CPT e, o parâmetro direto  $I_c$  extraído do CPT.

O perfil do solo SI1 revisto caracteriza uma camada inicial de argila, seguida de uma extensa camada de areia, intercalada por uma fina camada de areia média. Pelo facto do perfil do solo ser definido de acordo com os resultados do SPT, a percentagem de finos revista do SPT identifica o mesmo tipo de solo caracterizado pelo perfil do solo revisto. Entretanto, as percentagens de finos obtidas em laboratório apresentam valores diferentes (neste caso, maiores), e a percentagem de finos do CPT considera valores ainda mais elevados, o que fornece um comportamento muito diferente do tipo de solo.

Quase sistematicamente o SPT considera menos finos do que o laboratório e menos ainda do que o CPT. O que para efeitos da liquefação, por mais incorreto que possa ser, é mais conservativo. Pois admitir menos finos é dizer que é mais suscetível, considera-se que o risco à liquefação pode ser maior do que o que realmente é. Neste contexto não é incoerente. Contudo, a representatividade do material não é fidedigna à realidade.

O parâmetro  $I_c$  identifica camadas de solo com comportamentos distintos. Inicialmente, com um valor do  $I_c$  superior a 2,6, há uma camada com material argiloso não liqueficável até 2,0 m de profundidade, seguida por variações do  $I_c$  com extensas camadas arenosas liqueficáveis, intercaladas com camadas de argilas. Observa-se que o índice de comportamento do material ao longo da profundidade caracteriza

camadas não liquefícaíveis, as quais são identificadas apenas pelos finos do CPT, visto que o  $I_c$  é obtido exclusivamente através deste ensaio. Por isso, não são identificados pelo perfil do solo revisto, muito menos pelos finos do SPT e do laboratório.

As informações isoladas do SPT não permitem identificar a existência de camadas de argilas intercaladas com camadas de areia, o que apresenta um impacto bastante significativo quanto à avaliação da liquefação. Portanto, o uso de informações complementares, principalmente da análise de laboratório das amostras coletadas do SPT, e do parâmetro direto  $I_c$  proveniente do CPT são particularmente benéficos.

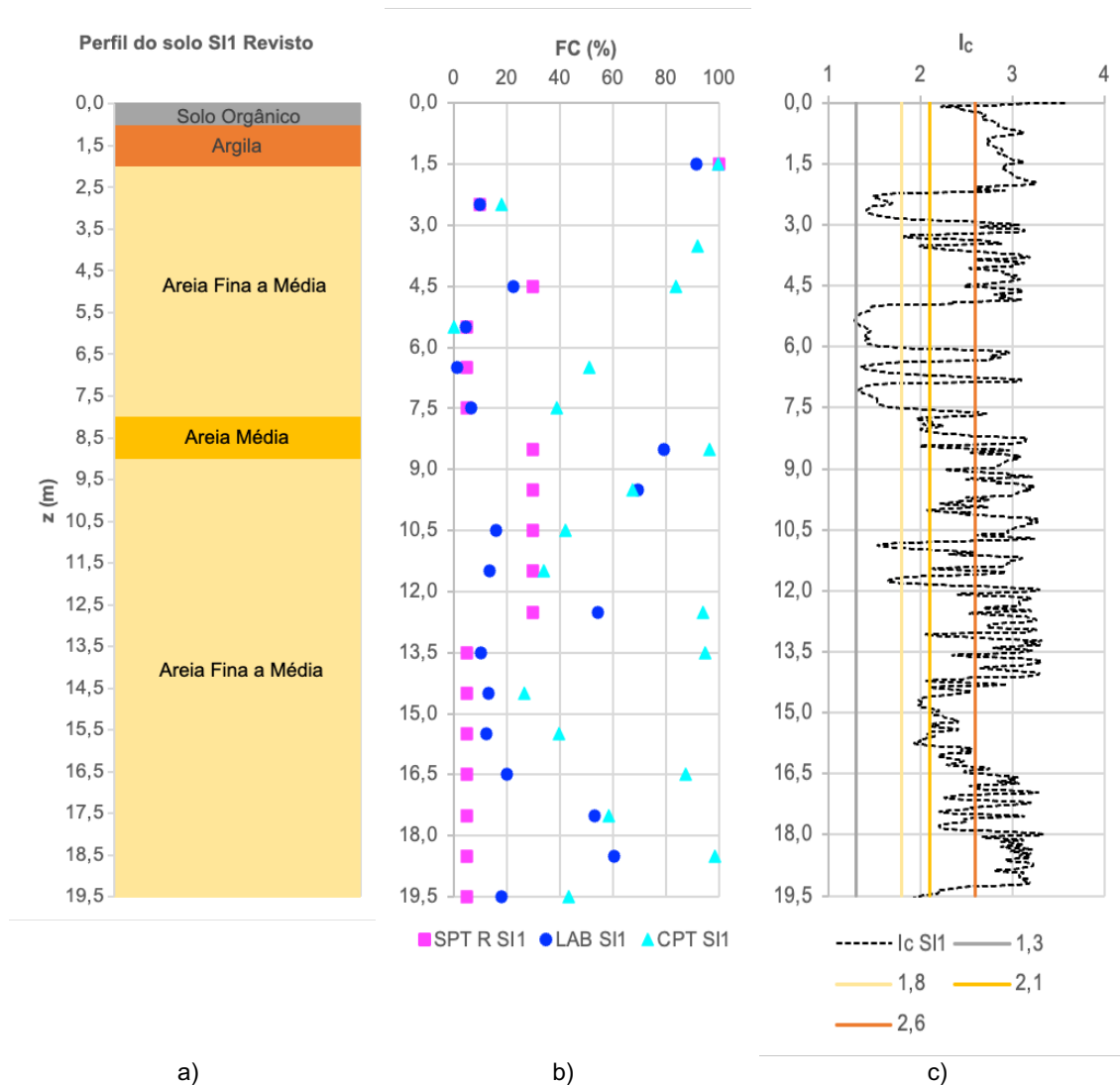


Figura 5.1 - Resultados SI1: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) Parâmetro  $I_c$

Para o ponto SI7, os mesmos resultados foram analisados, conforme descrito na Figura 5.2 com o perfil do solo revisto; a análise comparativa entre as percentagens de finos estimadas do SPT revisto, obtidas em laboratório e deduzidas do CPT e, o parâmetro  $I_c$  do CPT.

Neste ponto, o perfil do solo revisto baseado no SPT, consequentemente os finos do SPT, os finos do laboratório e os finos do CPT são relativamente semelhantes, caracterizam camadas com o mesmo comportamento. Inicialmente há uma camada argilosa, seguida por uma zona crítica de areia, e uma posterior camada de argila.

Há exceções de camadas com variações significativas, como em 7,50 m em que o SPT caracteriza um material arenoso e o CPT um material argiloso.

O índice de comportamento do material identifica muito mais camadas argilosas, não suscetíveis à liquefação, e muito menos intercalações de camadas arenosas, liqueficáveis.

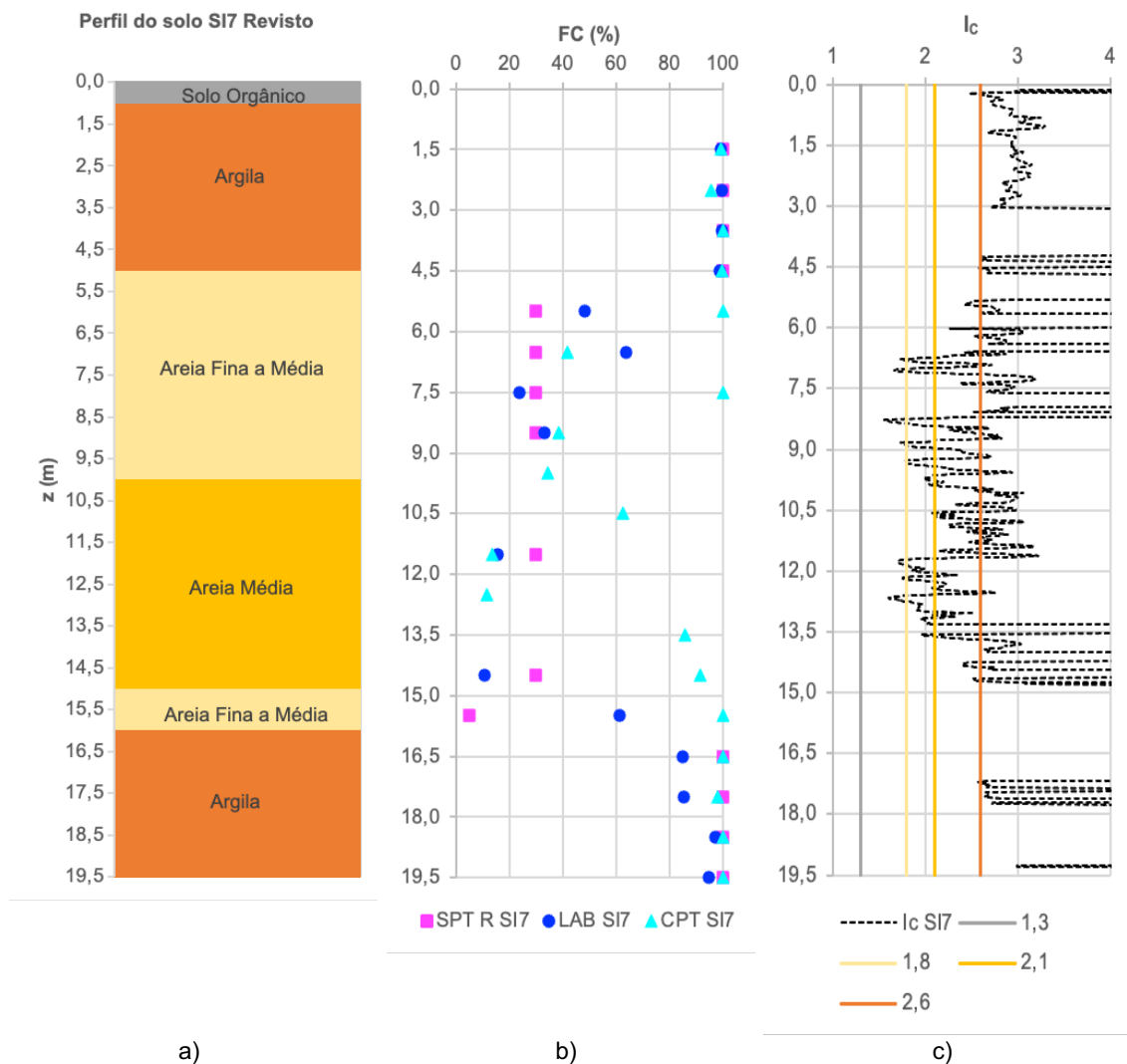


Figura 5.2 - Resultados SI7: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) Parâmetro  $I_c$

A Figura 5.3, e Figura 5.4 apresentam mais dois exemplos, onde nestes casos não há valores dos finos de laboratório, pelo que a comparação é feita apenas entre os teores de finos do SPT revisto e do CPT.

Para o ponto S16A, é perceptível uma boa convergência entre os resultados. O perfil revisto do solo caracteriza uma pequena camada de solo orgânico, seguida por uma fina camada de argila, extensas camadas de lodo, intercaladas por uma camada de areia fina a média.

Observa-se na representação gráfica dos finos, que os pontos do SPT revisto e do CPT correspondem bem entre si, e também com a representação do perfil do solo. Existe uma exceção aos 6,0 m de profundidade, onde o perfil e consequentemente os finos do SPT caracterizam o material como lodo, enquanto o CPT e o  $I_c$  caracterizam o material como uma areia. Nas camadas entre 9,0 m e 10,5 m de profundidade, a situação é inversa. Enquanto o perfil e os finos do SPT caracterizam uma areia fina a média, o CPT e  $I_c$  caracterizam um material não liqueficável.

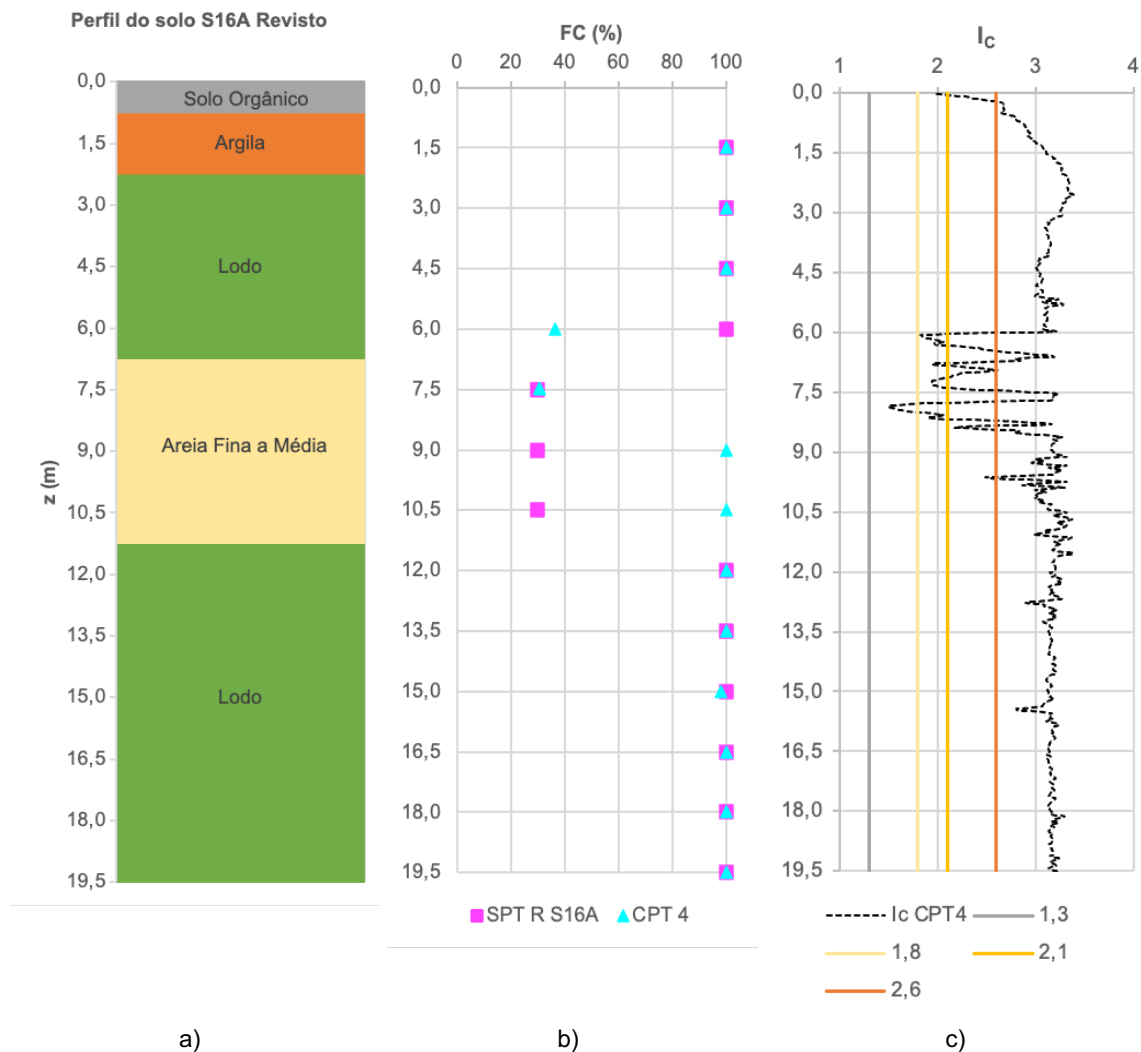


Figura 5.3 - Resultados S16A - CPT 4: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) Parâmetro  $I_c$

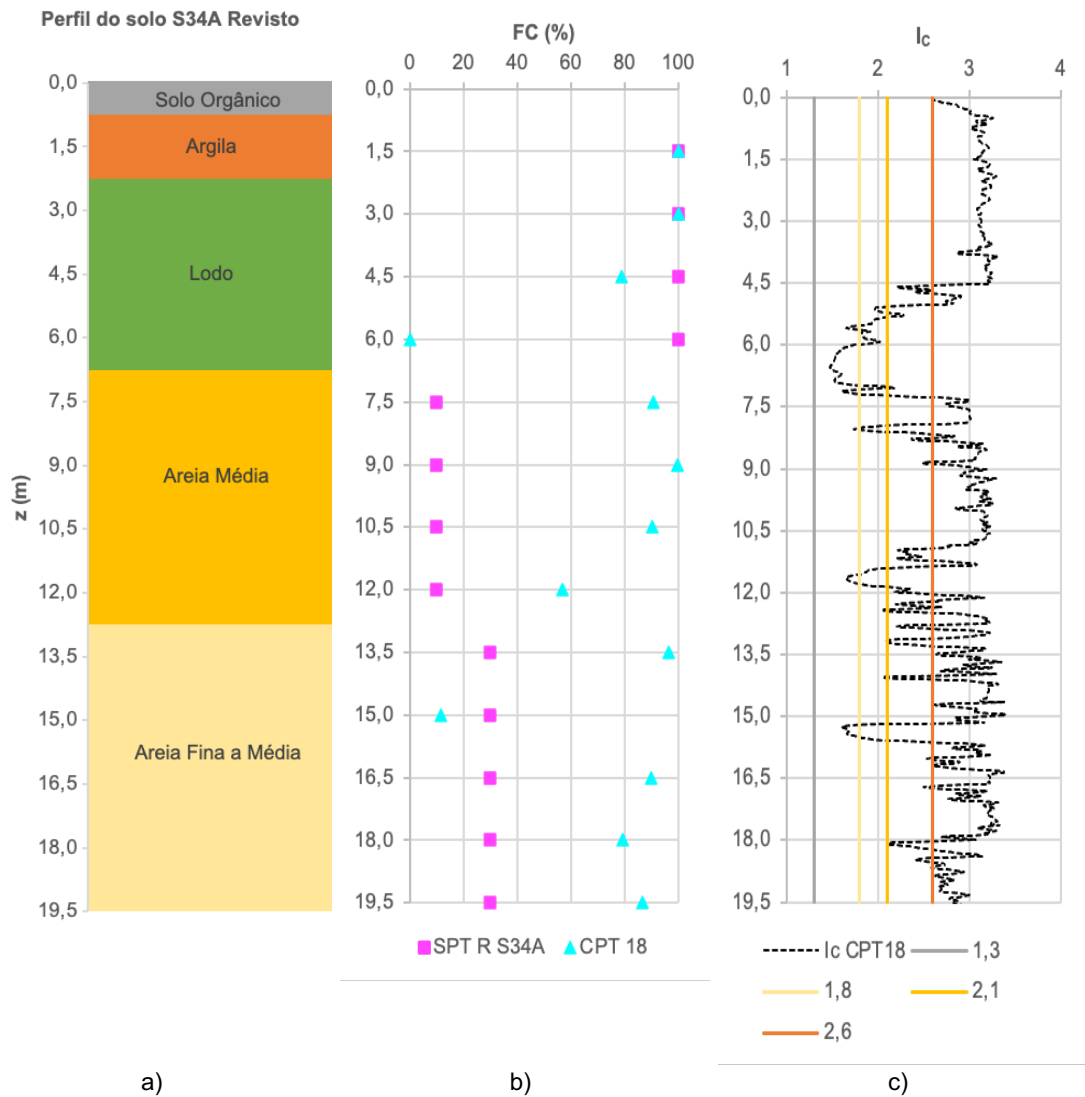


Figura 5.4 - Resultados S34A - CPT18: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) Parâmetro  $I_c$

Quanto ao ponto S34A, os resultados são mais divergentes entre si. O perfil revisto caracteriza inicialmente uma camada de solo orgânico, seguida por uma fina camada de argila, com uma posterior camada de lodo, seguida por uma extensa camada de areia média e por fim areia fina a média.

O índice de comportamento do material caracteriza inicialmente um material argiloso até 4,50 m de profundidade, seguido por camadas arenosas até 7,5 m de profundidade, uma extensa camada argilosa, com intercalações arenosas.

Os finos do SPT revisto correspondem a caracterização do perfil do solo. Entretanto, o CPT e o parâmetro  $I_c$  identificam em grandes profundidades, como entre 7,5 m a 13,5 m, um material argiloso.

### 5.3. FATOR DE SEGURANÇA À LIQUEFAÇÃO BASEADO NOS ENSAIOS SPT E CPT

Os resultados dos fatores de segurança à liquefação a partir dos ensaios SPT e CPT, foram integrados na análise anterior da percentagem de finos. Por este motivo, as representações gráficas tanto do perfil do solo revisto, quanto da percentagem de finos, são apresentadas novamente para agregar e confirmar as interpretações obtidas pelo fator de segurança. A Figura 5.5 e Figura 5.6 apresentam os resultados do  $FS_{liq}$  dos pontos avançados SI1 e SI7.

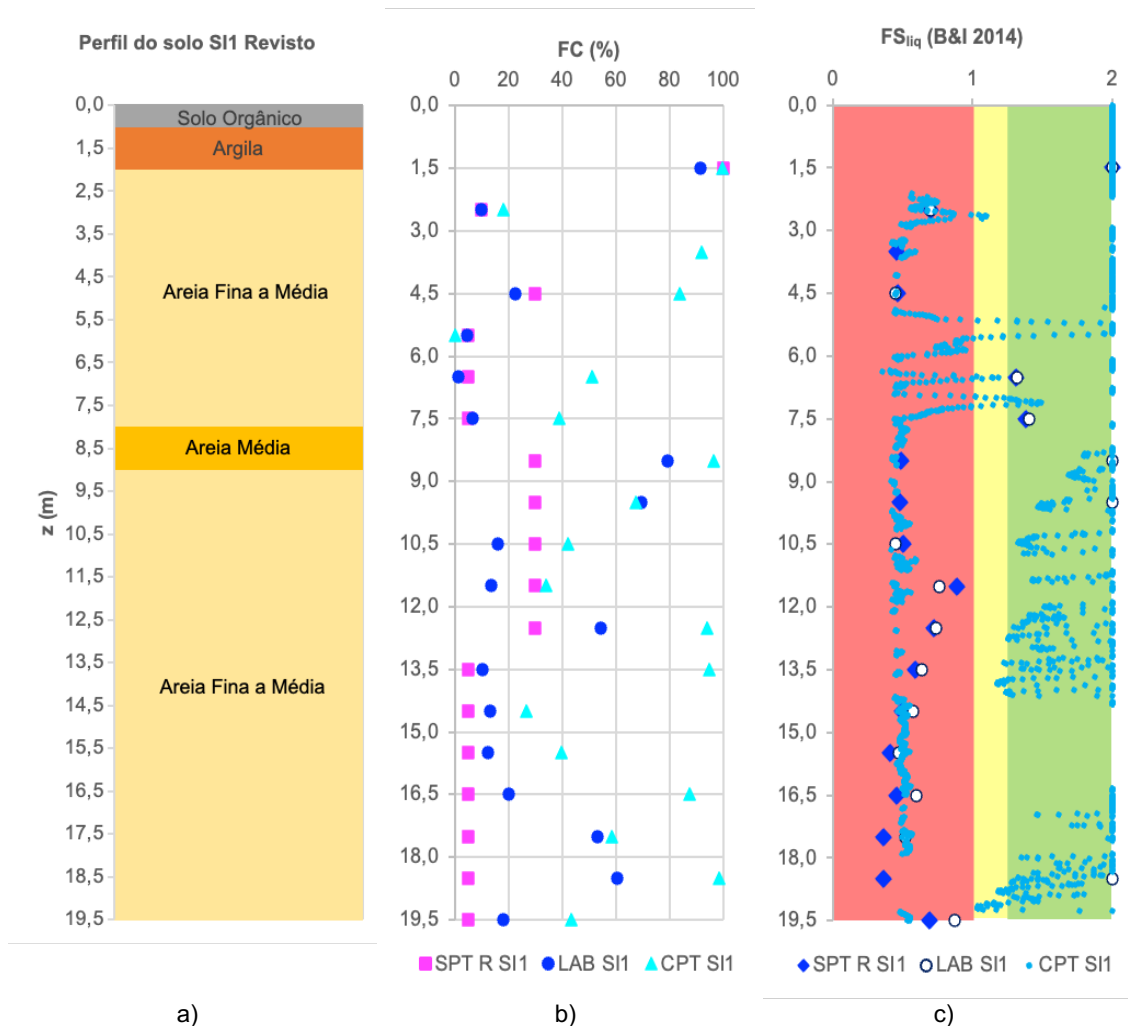


Figura 5.5 - Resultados  $FS_{liq}$  no SI1: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c)  $FS_{liq}$  (Boulanger e Idriss 2014)

Em SI1, uma camada inicial de argila, não liqueficável, é seguida por uma extensa camada de areia, liqueficável, intercalada por uma camada de areia média. De acordo com o perfil do solo revisto, integrado aos resultados do fator de segurança à liquefação, nota-se que extensas camadas arenosas apresentam suscetibilidade à liquefação alta a muito alta.

De modo geral, os resultados convergem entre si. Há pequenas divergências, como entre 6,5 e 7,5 m de profundidade, em que tanto o perfil revisto do solo, quanto os finos do SPT e do laboratório caracterizam um material arenoso, enquanto o fator de segurança à liquefação destes mesmo pontos caracteriza uma camada não liqueficável ao assumir um valor de 2,0.

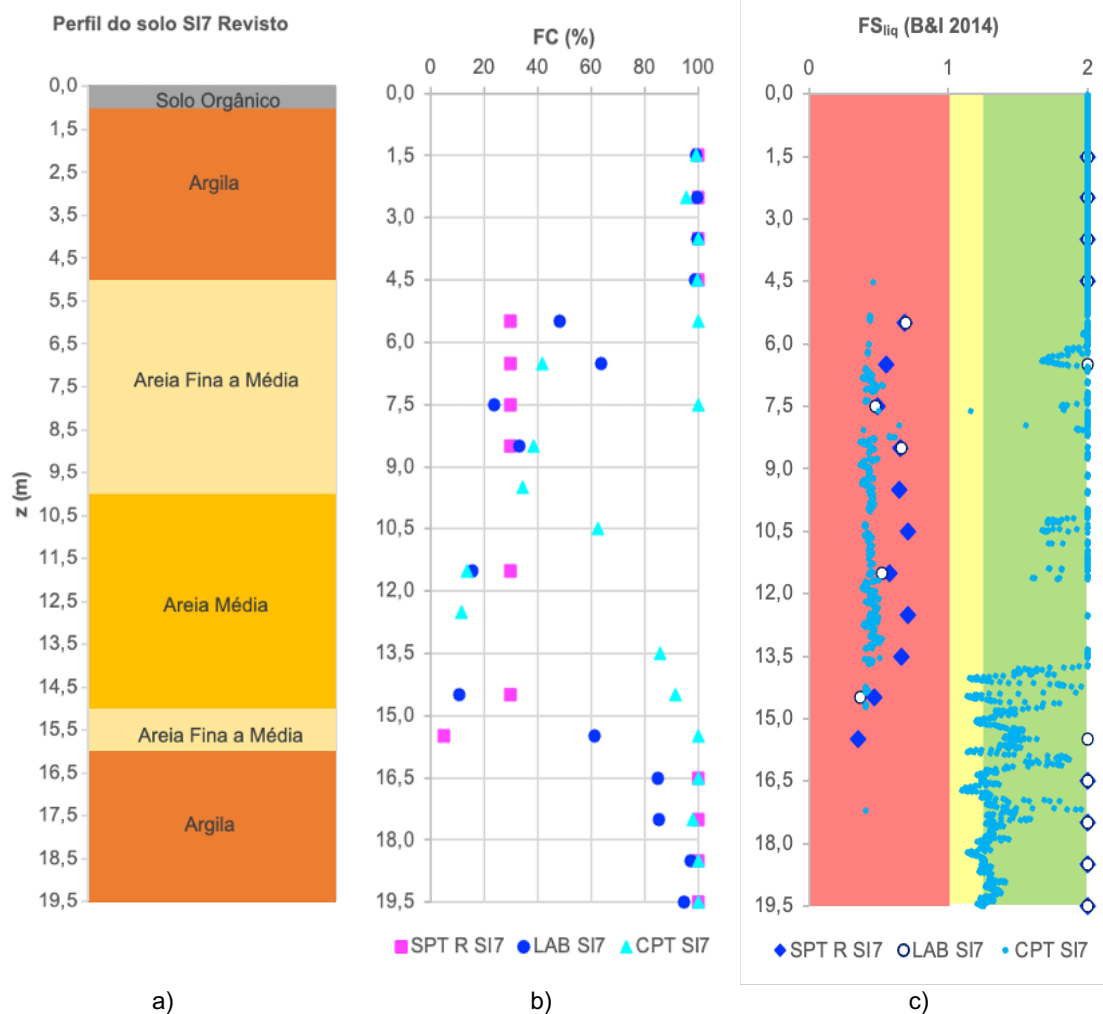


Figura 5.6 - Resultados FSliq no SI7: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto, laboratório e CPT; c) FSliq (Boulanger e Idriss 2014)

Já para o ponto SI7, os resultados são bastante satisfatórios e largamente convergentes. As camadas iniciais apresentam adequada correspondência entre os resultados do fator de segurança à liquefação, tanto dos ensaios, quanto do laboratório, com a caracterização do perfil do solo baseada no SPT. Ambos caracterizam camadas argilosas, as quais não apresentam riscos à liquefação.

A seguir há uma extensa camada de areia fina a média, intercalada por uma camada de areia média. A caracterização do perfil, as variações dos finos e os valores dos fatores de segurança convergem bem ao identificarem o mesmo material, sendo suscetível à liquefação. Por fim, há uma camada de argila, liqueficável, bem identificada e caracterizada pelas variações dos finos e pelo FSliq.

Os demais pontos de sondagem analisados não foram complementados com análise de laboratório. Desta forma, consta apenas resultados comparativos entre as percentagens de finos do SPT revisto e CPT.

A Figura 5.7 e Figura 5.8 apresentam os resultados do FSliq referente a mais dois exemplos.

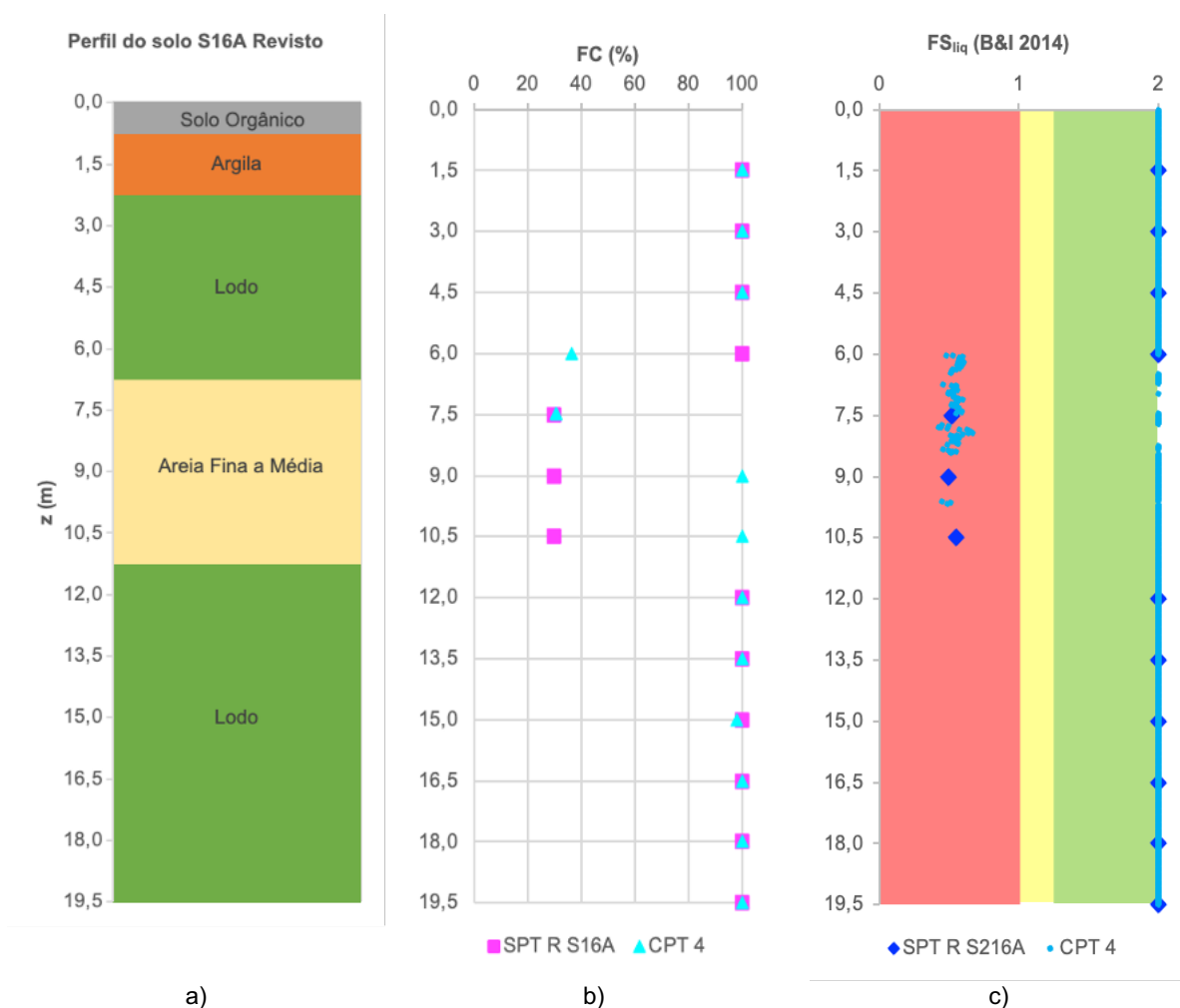


Figura 5.7 - Resultados no S16A: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c)  $FS_{liq}$  (Boulanger e Idriss 2014)

Assim como os resultados da percentagem de finos, para este ponto, todas as análises convergem bem entre si. Da mesma forma, que em grande maioria, os dados referentes aos finos do SPT revisto e CPT são coincidentes, os dados dos fatores de segurança à liquefação também são. Pouco divergem, apenas nas profundidades de 6,0 m, 9,0 m e 10,5 m.

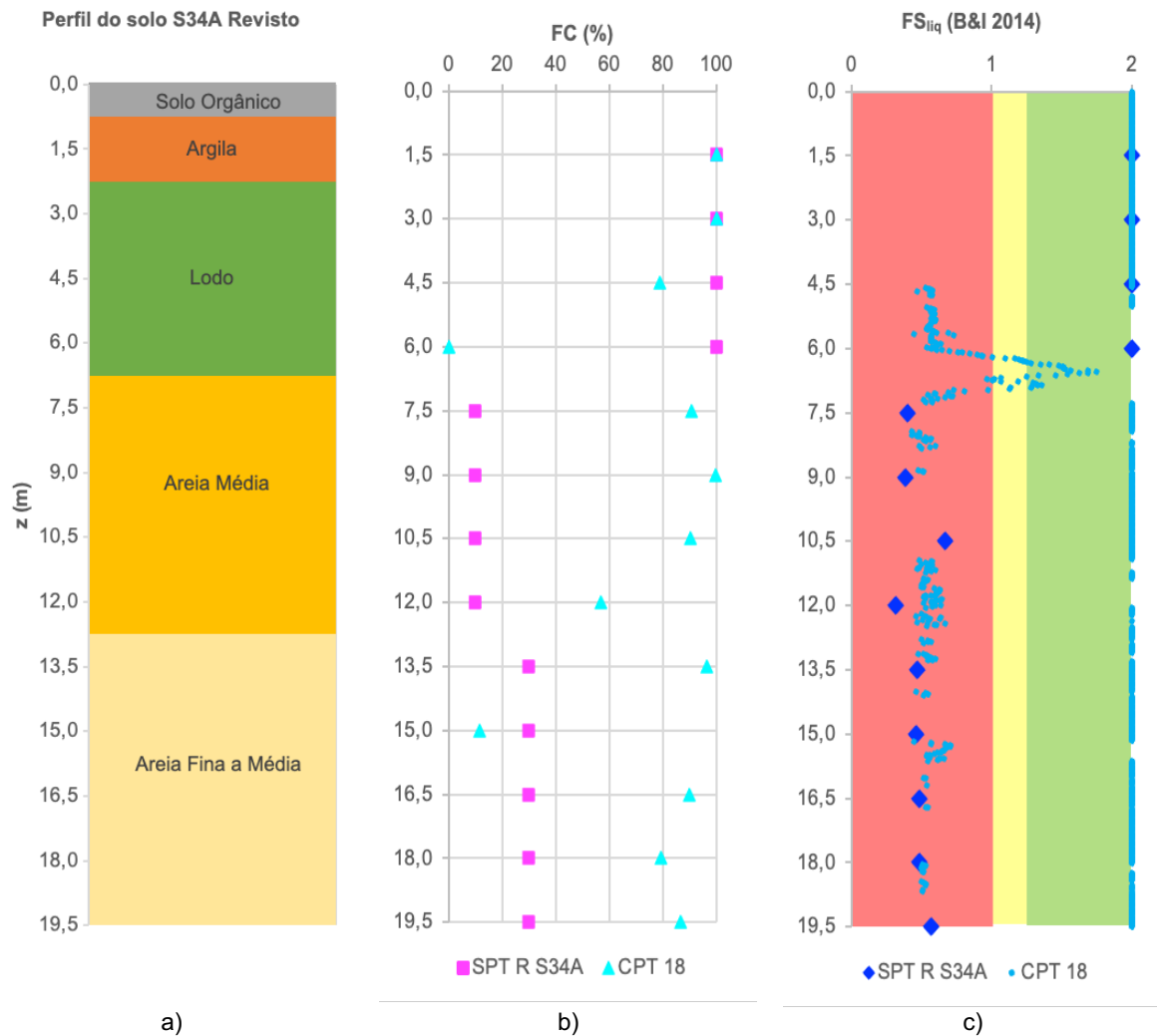


Figura 5.8 - Resultados no S34A: a) Perfil do solo revisto; b) Percentagem de finos SPT revisto e CPT; c) FS<sub>liq</sub> (Boulanger e Idriss 2014)

Já para este ponto, assim como a representação gráfica da percentagem de finos é bastante variável e errática, os resultados dos fatores de segurança à liquefação também são. Mesmo que divergindo entre si, ambos caracterizam o mesmo material, seja um solo arenoso e suscetível à liquefação, como um solo argiloso e não liqueficável, acabam apenas por destoar da caracterização dada pelo perfil do solo revisto.

#### 5.4. FATOR DE SEGURANÇA À LIQUEFAÇÃO BASEADO NAS ONDAS DE CORTE

Os resultados do fator de segurança à liquefação baseado nas velocidades das ondas de corte foram integrados nos resultados dos fatores de segurança previamente obtidos e apresentados de acordo com os ensaios SPT e CPT.

Quanto ao ponto SI1, devido a problemas operacionais, o ensaio CH apenas atingiu 4,0 m de profundidade, pelo que não se dispõe de resultados neste perfil.

Para o ponto SI7, a Figura 5.9 apresenta as comparações dos resultados do  $FS_{liq}$  entre SPT e CPT, de acordo com a metodologia de Boulanger e Idriss (2014), em paralelo ao  $FS_{liq}$  baseado na velocidade das ondas de corte  $V_s$  de acordo com as metodologias de Kayen et al. (2013) e Andrus e Stokoe (2000).

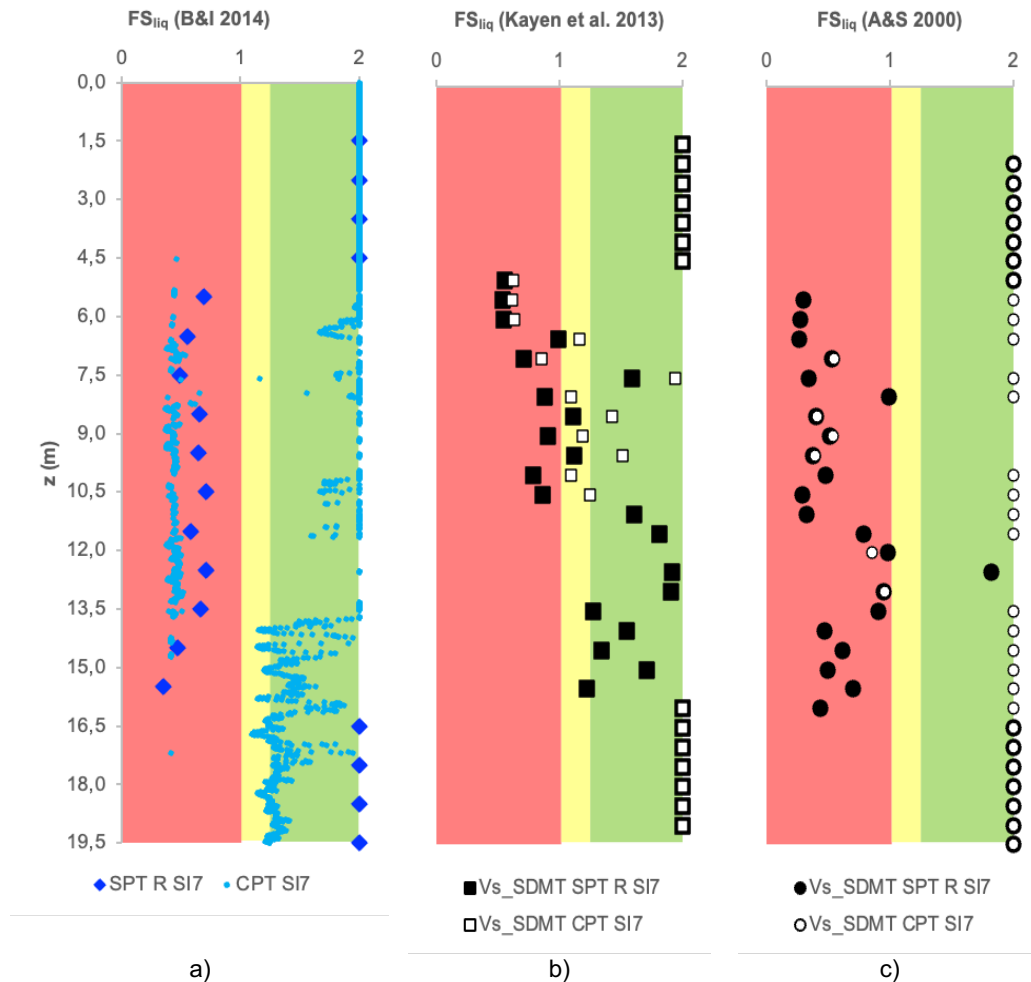


Figura 5.9 - Resultados  $FS_{liq}$  no SI7: a)  $FS_{liq}$  (Boulanger e Idriss, 2014); b)  $FS_{liq}$  (Kayen et al. 2013); c)  $FS_{liq}$  (Andrus e Stokoe 2000)

Quando comparadas as mesmas variações das percentagens de finos entre SPT revisto e CPT, diante dos resultados do fator de segurança à liquefação, obtidos segundo as diferentes metodologias, observam-se resultados mais distintos para o método probabilístico.

Os ensaios geofísicos fornecem valores do  $FS_{liq}$  mais elevados, e acaba por caracterizar uma maior resistência à liquefação. É perceptível a partir dos 10,0 m de profundidade, principalmente nos pontos caracterizados por dados do SPT revisto, mais pontos localizados na cor verde. Já pelo método tradicional, do Andrus e Stokoe (2000), isso não acontece.

Kayen et al. (2013) é uma abordagem mais recente, com um conceito completamente diferente, tem uma base probabilística, enquanto os outros métodos são determinísticos, fornecendo fatores de segurança mais elevados, sendo por isso menos conservativo do que o Andrus e Stokoe (2000), e, portanto, considerado mais avançado para a análise das ondas.

Desta forma, todos os demais pontos foram apenas avaliados de acordo com a abordagem proposta por Andrus e Stokoe (2000), pelo facto de ser a metodologia mais diretamente comparável com as metodologias de análise dos fatores de segurança à liquefação utilizadas no SPT e CPT.

A Figura 5.10 apresenta para o ponto S16A as comparações dos resultados do  $FS_{liq}$  de acordo com a metodologia de Boulanger e Idriss (2014), e baseado na velocidade das ondas de corte  $V_s$  de acordo com Andrus e Stokoe (2000).

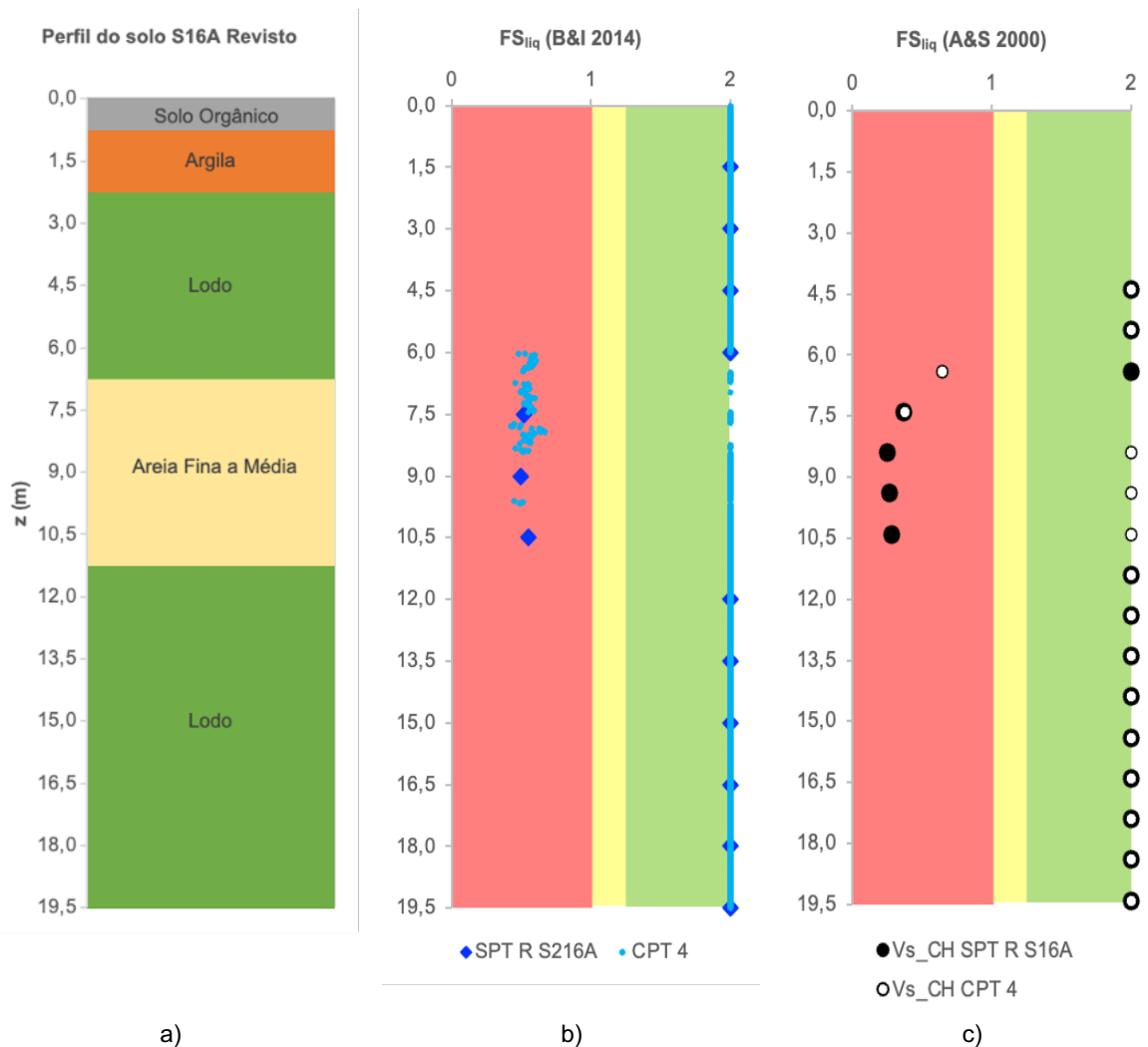


Figura 5.10 - Resultados no S16A: a) Perfil do solo revisto; b)  $FS_{liq}$  (Boulanger e Idriss 2014); c)  $FS_{liq}$  (Andrus e Stokoe 2000)

Para este exemplo, ao comparar Boulanger e Idriss (2014) com Andrus e Stokoe (2000), observam-se valores dos fatores de segurança ligeiramente mais baixos a partir das velocidades das ondas de corte do que nos outros ensaios, sendo até mais conservativo. Existem pequenas diferenças de valores, mas estas não são muito grandes, e os pontos analisados permanecem na mesma zona crítica.

É novamente perceptível que a inclusão de informações complementares, referentes ao tipo de solo através de análises em laboratório, são de extrema relevância para uma interpretação mais fidedigna para a identificação das camadas de solo quanto à suscetibilidade à liquefação.

Inicialmente, é ideal ter alguma informação a respeito do solo, o que não é possível obter exclusivamente através de ensaios geofísicos. Para isso, outros ensaios devem ser feitos, seja SPT ou idealmente CPT. A partir destes, obtém-se informações determinantes para a identificação e caracterização do solo, sendo depois possível definir um perfil de fator de segurança mais realista e semelhante aos resultados obtidos a partir dos outros ensaios geomecânicos.

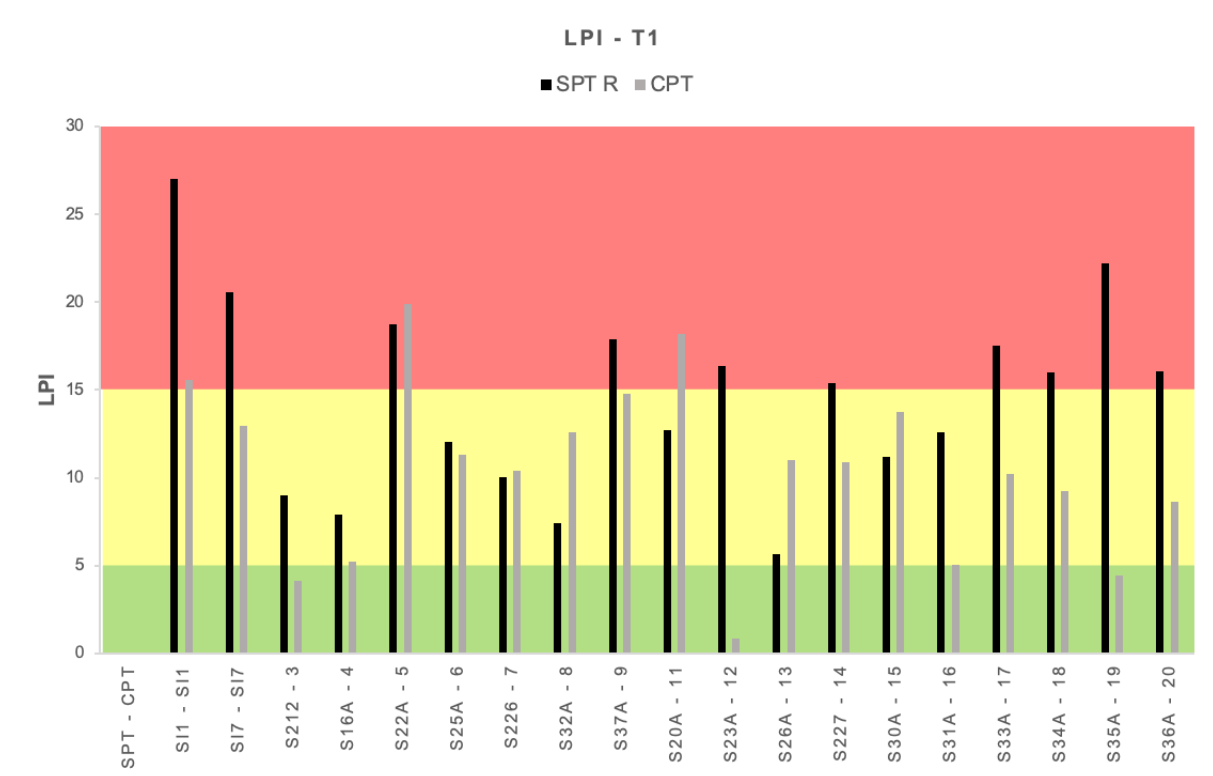
As velocidades das ondas de corte são úteis, porém apresentam a limitação da não caracterização do tipo de solo. Podem ser utilizadas de forma complementar, quando se conhece o perfil completo do solo, ou até mesmo quando há uma definição das camadas de solo, em que é possível ter valores de fatores de segurança semelhantes. É também possível utilizar esses valores em outros pontos onde apenas existam informações de ensaios geofísicos, podendo ser feita uma estimativa preliminar como forma de reconhecer as camadas que são críticas à liquefação.

Outro aspecto relevante dos ensaios geofísicos diz respeito à medição das velocidades das ondas de compressão, ou ondas P, que podem ser úteis para a detecção do estado de saturação das camadas de solo, em complemento à identificação da posição do nível freático. Esta informação pode complementar a avaliação da suscetibilidade à liquefação, uma vez que para se poder desencadear o fenómeno de liquefação é necessário que o solo esteja completamente saturado, correspondendo a valores de  $V_P$  em torno de 1500 m/s.

## 5.5. ÍNDICES DE RISCO LPI E LSN

Os resultados dos Índices de Risco, nomeadamente LPI e LSN, contam com a interpretação comparativa entre os resultados dos ensaios SPT e CPT.

Em termos do Índice de Potencial de Liquefação (LPI), os resultados são apresentados na Figura 5.11.



## ESQUEMA DE CORES LPI



Figura 5.11 - Comparação dos resultados LPI com dados SPT revisto e CPT

Conforme indicado na Figura 5.11, observa-se na maior parte dos casos valores mais elevados de LPI oriundos dos dados SPT. Esta diferença entre os resultados dos ensaios pode ser justificada pelo facto da utilização dos dados do CPT ser feita sob a sua forma contínua, diferentemente dos dados do SPT, os quais são mais espaçados. Os pontos SI7 e SI7 exemplificam bem esta situação. Estas diferenças podem ser bem explicadas ao observar a continuidade dos perfis do solo em termos de  $I_c$ , representados na Figura 5.12.

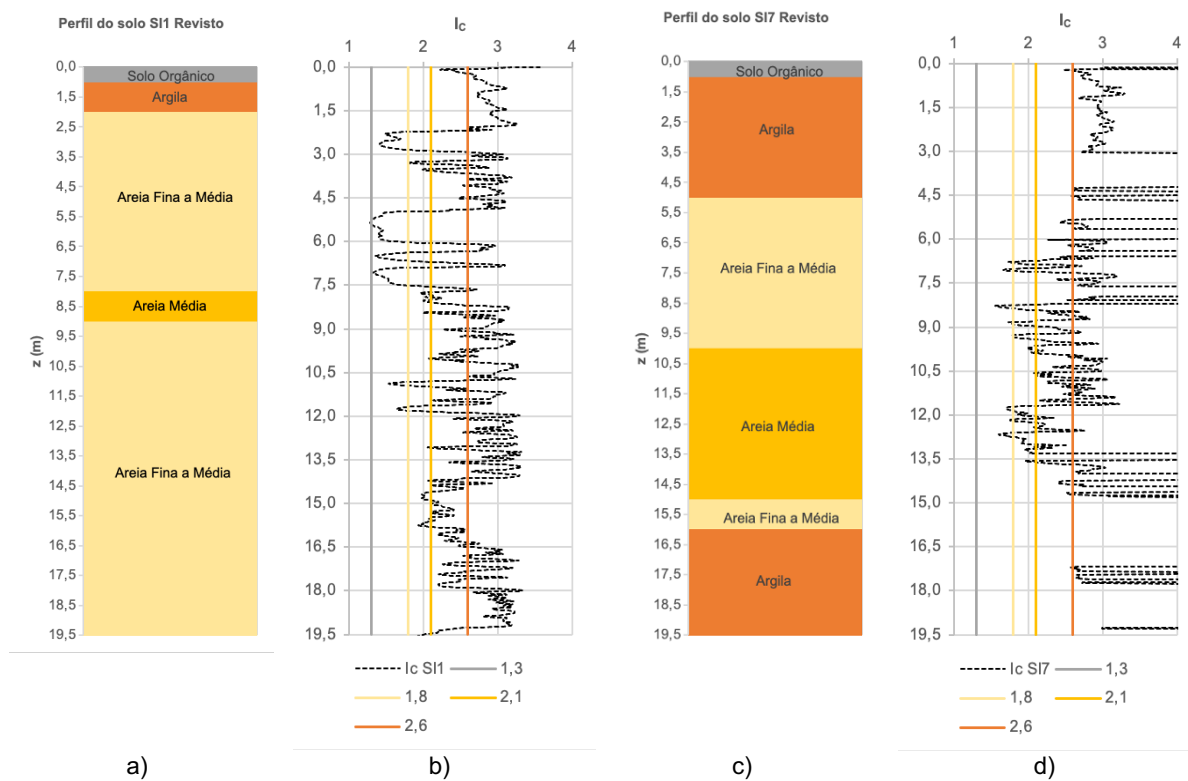


Figura 5.12 - Resultados SI1 e SI7: a) Perfil do solo SI1 revisto; b) Parâmetro  $I_c$  SI1; c) Perfil do solo SI7 revisto; d) Parâmetro  $I_c$  SI7

Ao observar a Figura 5.12, nota-se que o SI1 e o SI7 apresentam perfis e índices de comportamento do material muito heterogêneos, e, portanto, com uma grande diferença entre os resultados através do SPT e do CPT. Entretanto, tal não representa a generalidade dos casos, pois não é sempre o SPT que fornece resultados mais altos de LPI que o CPT. Isto só acontece se, de facto, as camadas de argilas não forem identificadas com a expressão que possam ter.

O ponto S22A - 5, apresenta valores de LPI mais próximos entre os ensaios. Isto pode também ser evidenciado ao observar a continuidade dos perfis do solo em termos de  $I_c$ , conforme Figura 5.13.

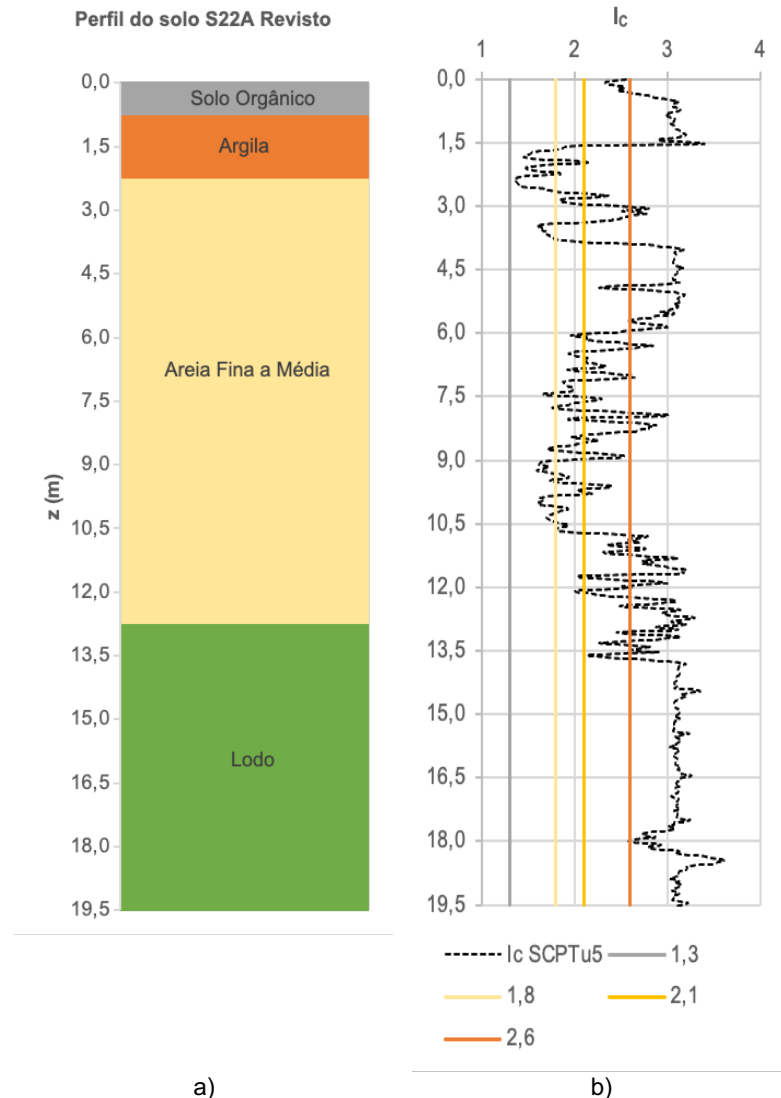


Figura 5.13 - Resultados S22A e SCPTu 5: a) Perfil do solo revisto; b) Parâmetro  $I_c$

De acordo com a Figura 5.13, observa-se além de um perfil do solo mais homogêneo, o índice de comportamento do material mostra uma zona de areia muito contínua. O que é curioso, pois no resultado do LPI, o CPT apresenta um valor mais elevado. Isto quer dizer que, foi considerado nos resultados do SPT alguma argila que na realidade tinha uma expressão menor do que aquela que foi considerada. Convém lembrar que o registo que foi feito nos 30,0 cm do SPT, representa o material para a camada de 1,5 m. No CPT, tal não acontece, uma vez que os registos são obtidos de forma muito mais detalhada, permitindo identificar a intercalação dos materiais e ajustando o cálculo dos parâmetros com um grande nível de detalhe, o que não é possível no SPT.

Com base nestes resultados, confirma-se como o comportamento dos perfis do solo, seja ele homogêneo ou heterogêneo, influencia no valor do Índice de Potencial de Liquefação. Perfis que são muito erráticos,

fornece grandes diferenças entre um ensaio e o outro. Perfis que são mais homogéneos normalmente fornecem resultados mais ou menos coincidentes.

Com base numa avaliação estatística, para os resultados do LPI, diante de 19 ensaios SPT, 47% apresentam risco elevado à liquefação, e 53% risco muito elevado. Diante do total de 19 ensaios CPT, 16% apresentam baixo risco à liquefação, 68% risco elevado e 16% risco muito elevado. Estas percentagens estão sistematizadas na Figura 5.14, em termos de SPT e CPT, respetivamente.

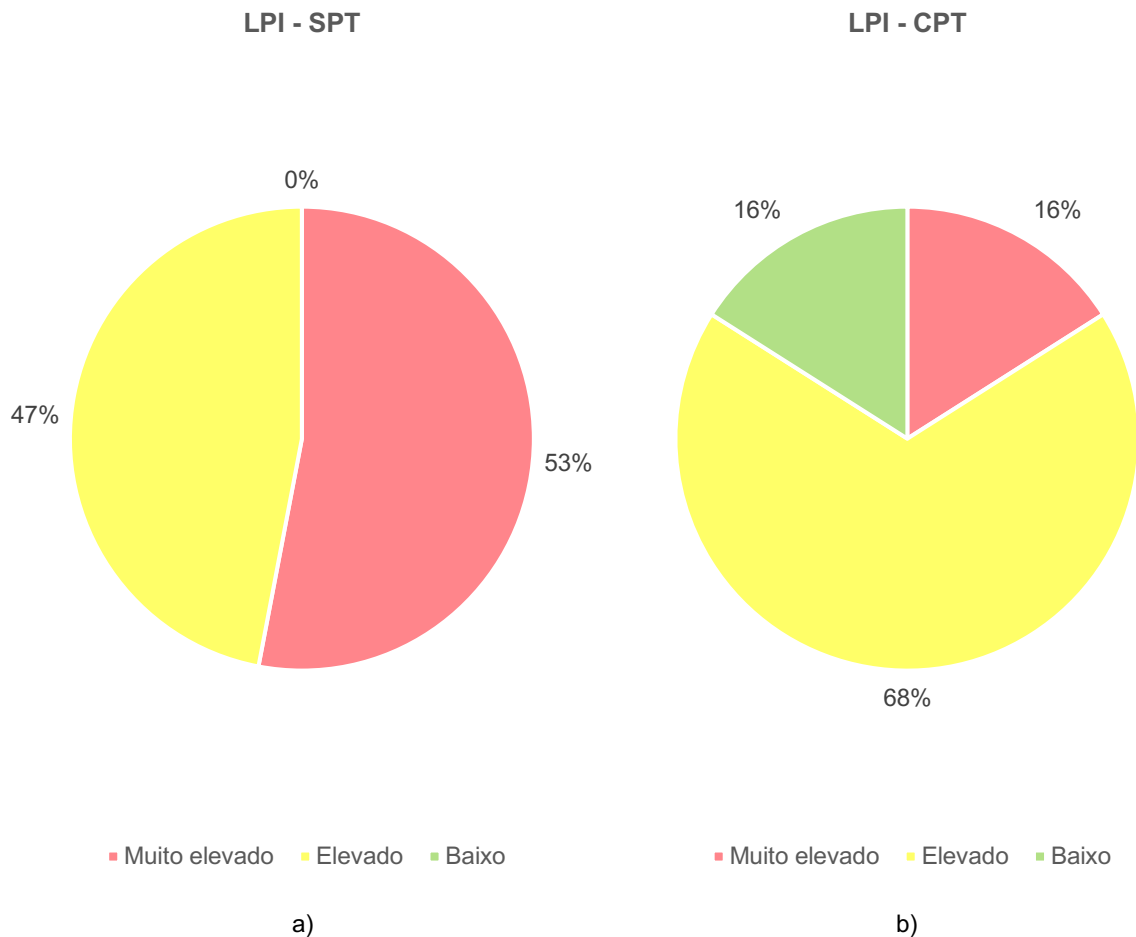


Figura 5.14 - Avaliação estatística a partir de resultados LPI: a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT

Observa-se, quanto ao risco muito elevado à liquefação, 53% dos dados SPT, comparados a 16% dos dados CPT. Estas estatísticas confirmam o facto de que o ensaio SPT fornece resultados mais elevados para o Índice de Potencial de Liquefação.

A Figura 5.15 apresenta os resultados em termos de  $LSN_{10}$ .

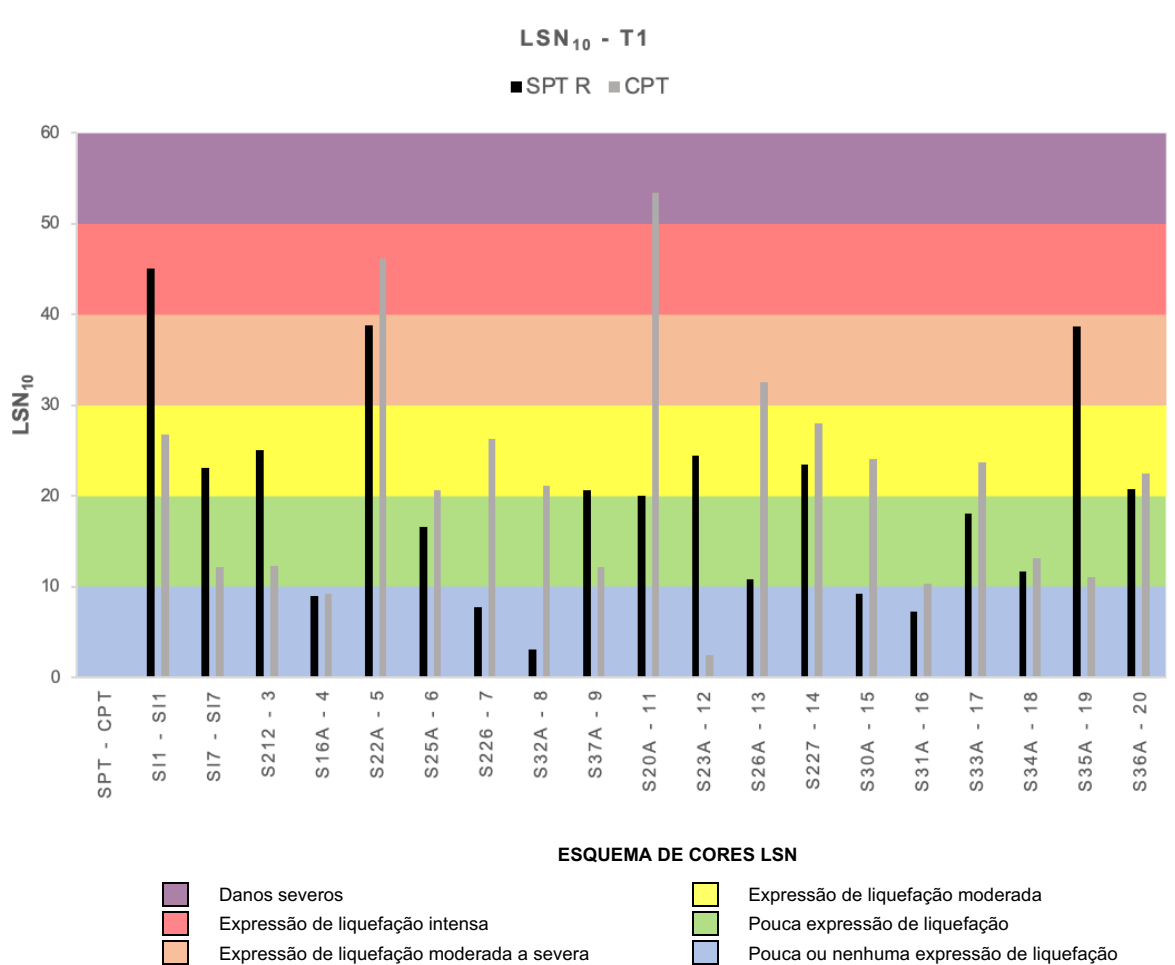


Figura 5.15 - Comparação dos resultados  $LSN_{10}$  com dados SPT revisito e CPT

Conforme indicado na Figura 5.15, observa-se na maior parte dos casos, o oposto da situação ocorrida em termos de LPI. Há valores de  $LSN$  provenientes de dados CPT mais elevados, o que pode ser justificado pelo facto de este índice não depender diretamente do fator de segurança, mas do assentamento vertical e da profundidade do estrato onde o assentamento ocorre.

Ao comparar os resultados obtidos entre ensaios SPT e CPT, observam-se variações entre os resultados, principalmente no ponto SI1. A revisão dos valores de teores de finos do SPT reduz os valores em termos de  $LSN$ , mas diverge dos resultados em relação ao CPT.

Com base numa avaliação estatística, para os resultados do  $LSN_{10}$ , diante de 19 ensaios SPT, 26% apresentam pouco ou nenhuma expressão à liquefação, 21% pouca expressão, 37% moderada, 11% moderada a severa, e 5% intensa. Diante do total de 19 ensaios CPT, 11% apresentam pouco ou nenhuma expressão à liquefação, 32% pouca expressão, 42% moderada, 5% moderada a severa, 5% intensa e 5% danos severos.

A Figura 5.16 apresenta os resultados em termos de  $LSN_{20}$ .

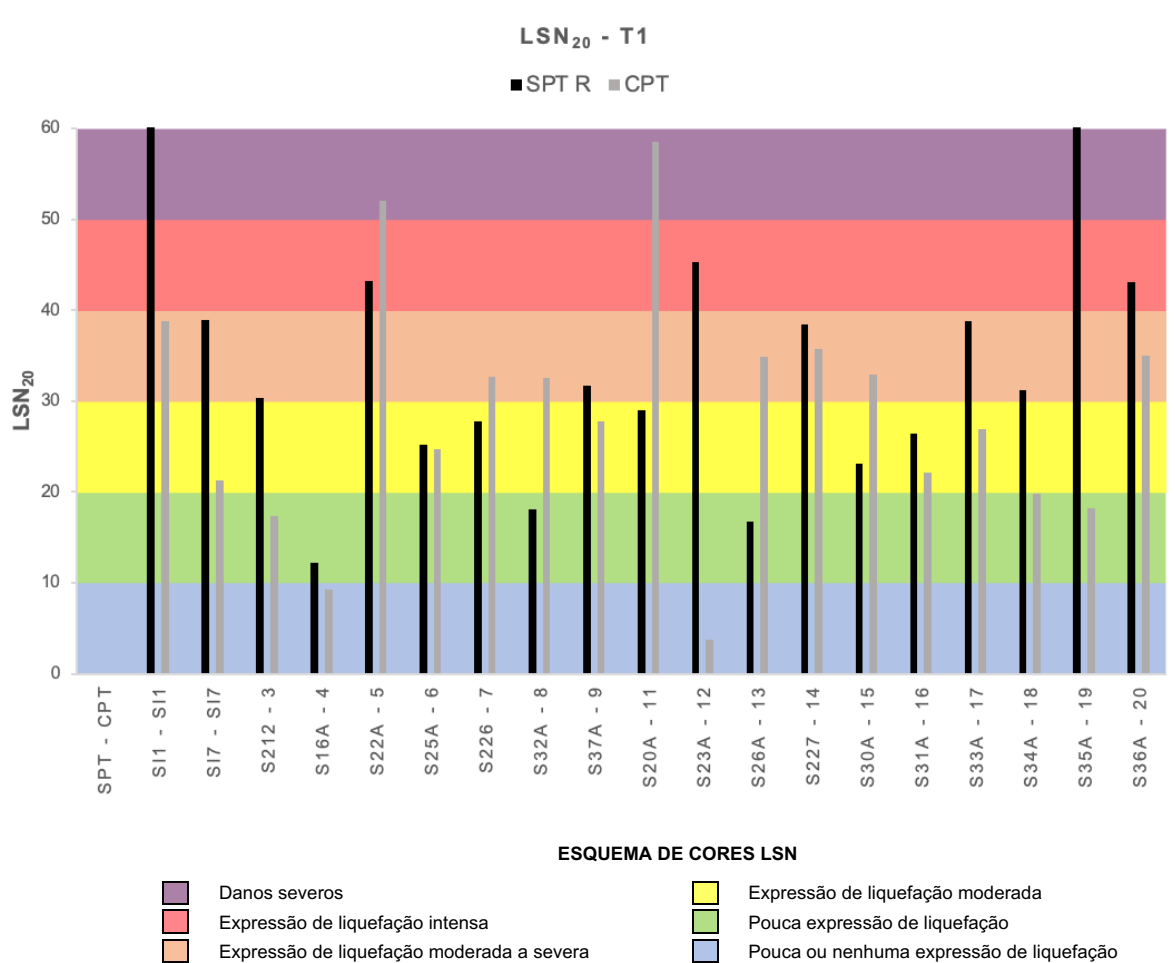


Figura 5.16 - Comparação dos resultados  $LSN_{20}$  com dados SPT revisto e CPT

Quando comparados os valores de  $LSN_{20}$  com os de  $LSN_{10}$ , tanto em termos de SPT, quanto do CPT, observam-se resultados mais elevados, o que é de esperar, pois considera-se uma maior profundidade.

De maneira geral, os resultados do  $LSN_{20}$  referentes ao SPT fornecem valores muito elevados, inclusive diferem quanto ao efeito esperado à liquefação. Pelo contrário, o CPT fornece valores que caracterizam riscos mais moderados.

Com base numa avaliação estatística, para os resultados do  $LSN_{20}$ , diante de 19 ensaios SPT, 16% apresentam pouca expressão à liquefação, 26% moderada expressão, 32% moderada a severa, 16% intensa e 11% danos severos. Diante do total de 19 ensaios CPT, 11% apresentam pouca ou nenhuma expressão à liquefação, 16% pouca expressão, 26% moderada, 37% moderada a severa e 11% danos severos.

As percentagens estatísticas a partir dos resultados de  $LSN_{10}$  e  $LSN_{20}$  estão sistematizadas na Figura 5.17, e Figura 5.18, em termos de SPT e CPT, respetivamente.

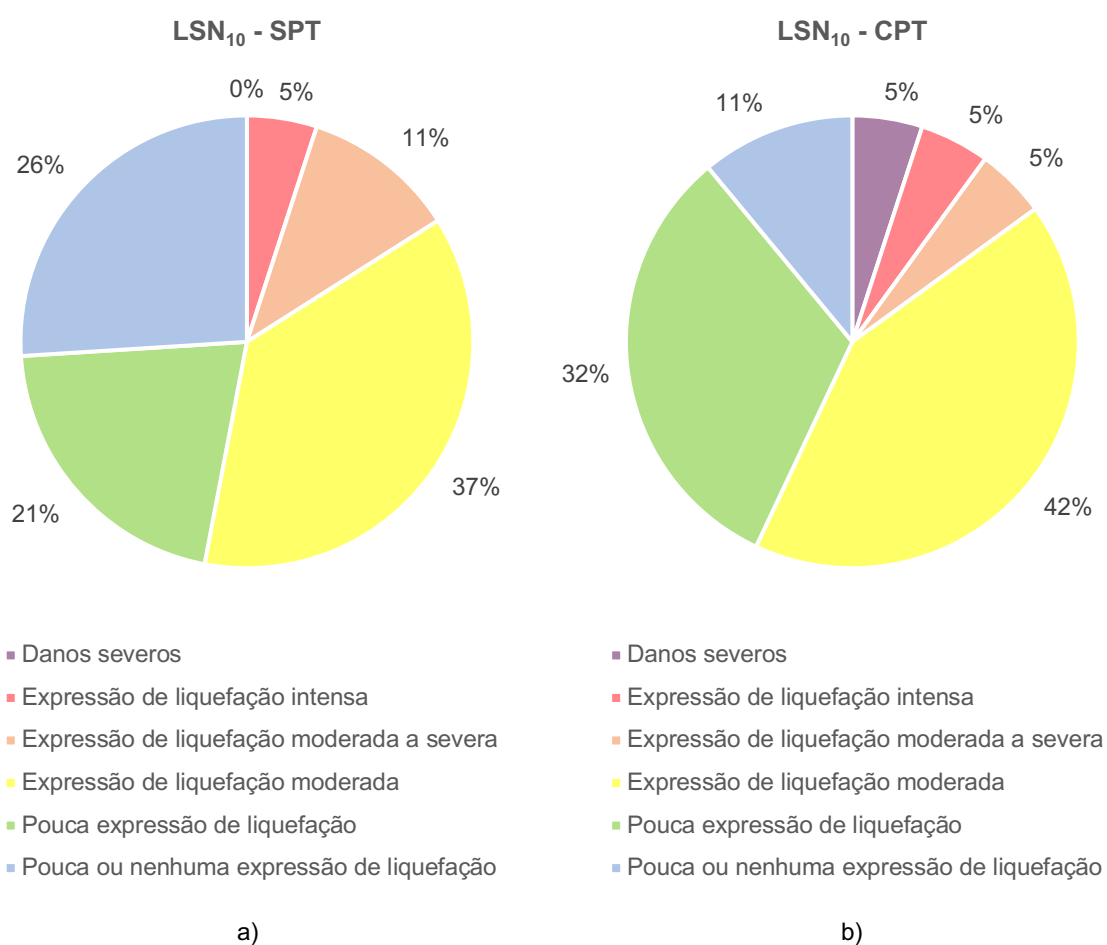


Figura 5.17 - Avaliação estatística a partir de resultados LSN<sub>10</sub>: a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT

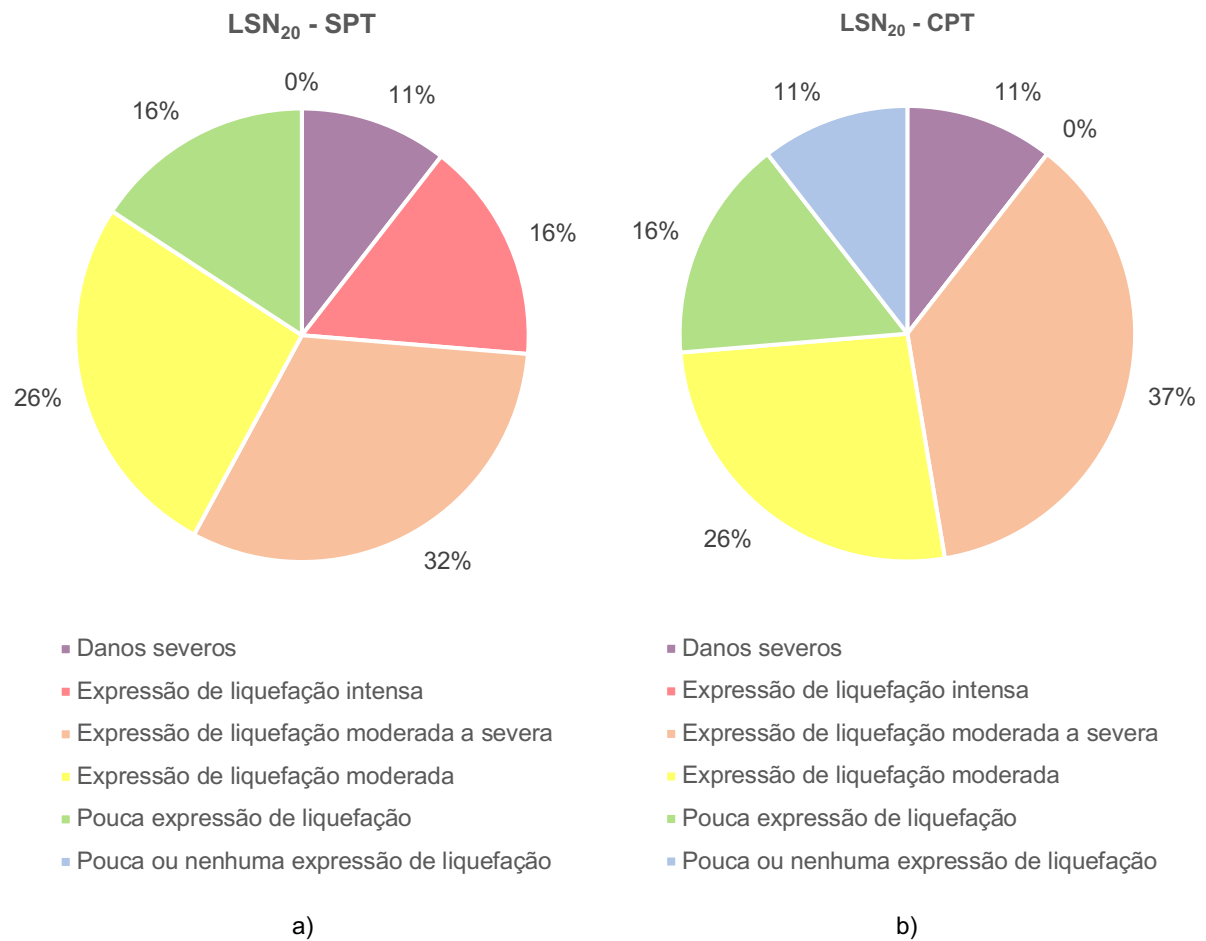


Figura 5.18 - Avaliação estatística a partir de resultados LSN<sub>20</sub>: a) Em termos do SPT; b) Em termos do CPT

De facto, confirma-se que o LSN<sub>10</sub> apresenta menores danos, pois também envolve menores profundidades do que o LSN<sub>20</sub>.

De forma a comparar a previsão dos danos de liquefação com base nestes índices de risco, apresenta-se na Figura 5.19 a correlação entre o LPI e os dois índices LSN<sub>10</sub> e LSN<sub>20</sub> referentes aos dados do ensaio SPT revisto, e na Figura 5.20 a mesma correlação entre LPI e os dois índices LSN<sub>10</sub> e LSN<sub>20</sub> referente aos dados do ensaio CPT.

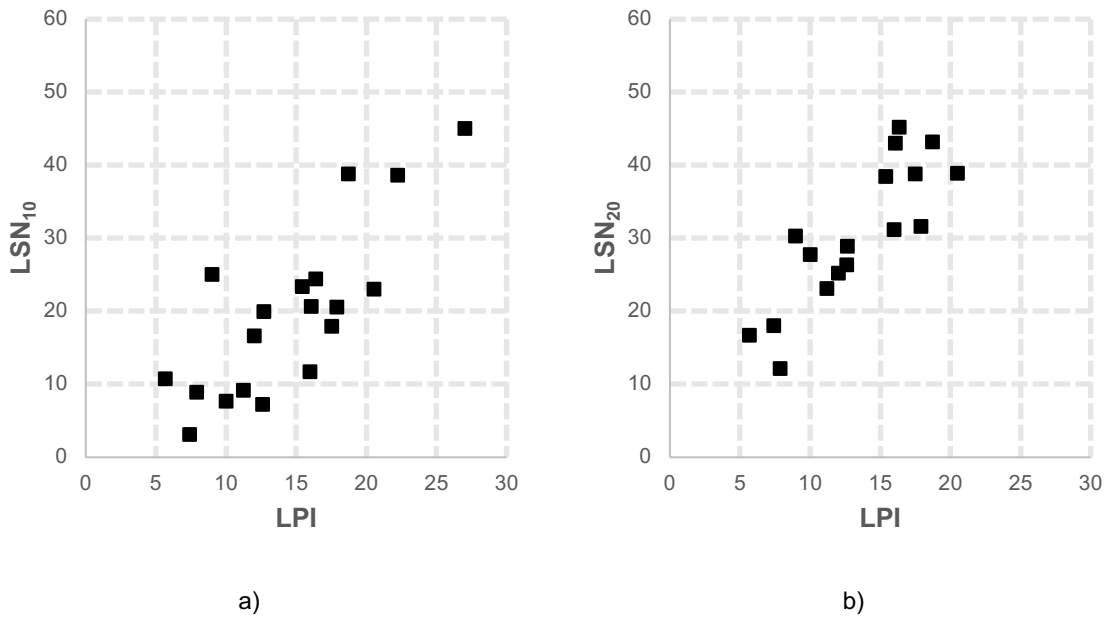


Figura 5.19 - Avaliação da Gravidade e Danos a partir de Resultados LPI e LSN do SPT R: a)  $LSN_{10}$ ; b)  $LSN_{20}$

Conforme a Figura 5.19b, observa-se para este universo de pontos uma melhor correspondência entre os dois índices, uma vez que os resultados estão mais alinhados. O que não se verifica na Figura 5.19a, que pode ser justificado pelo facto de o LPI ser contabilizado até 20,0 m e o LSN apenas até 10,0 m.

No entanto, convém recordar que o que se mede com um parâmetro e com o outro são coisas diferentes. O LSN mede a severidade, portanto, está mais associado ao dano, e o LPI mais ao potencial de liquefação, ou seja, ao risco. Quando as camadas são profundas, considerar até os 10,0 m de profundidade, pode acontecer de não ter potencial à liquefação até esta profundidade, mas na realidade o risco é mais profundo, enquanto o LPI vai conseguir medir e identificar as camadas liqueficáveis.

Refere-se a uma questão de grandeza, e não a uma questão do valor. Pois o valor pode ser bastante diferente, além de escalas com intervalos diferentes, mas para uma comparação entre os dois parâmetros, faz mais sentido ser comparado sob a mesma dimensão. Mesmo que seja mais provável que a liquefação a maiores profundidades, induza menores impactos à superfície, esse facto já é considerado no próprio cálculo do parâmetro. Isto fundamenta ainda mais a utilização do parâmetro modificado, ou seja, a utilização dos índices de risco sob a mesma profundidade, associado ao mesmo volume de solo.

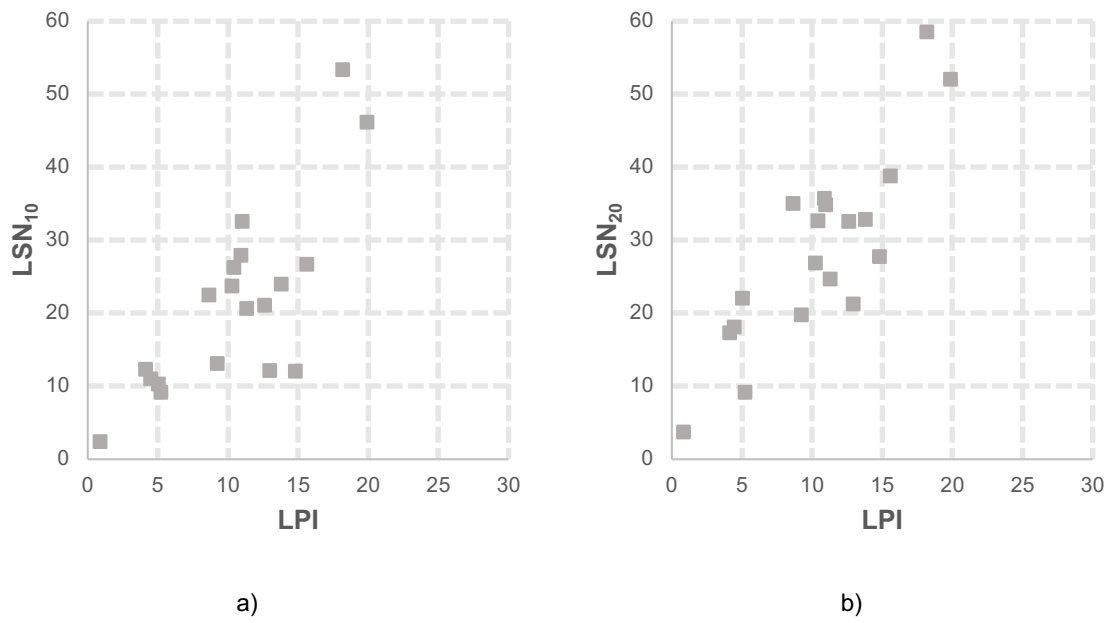


Figura 5.20 - Avaliação da Gravidade e Danos a partir de Resultados LPI e LSN do CPT: a) LSN<sub>10</sub>; b) LSN<sub>20</sub>

Para os dados do ensaio CPT, observa-se o mesmo comportamento, o alinhamento entre o universo de pontos é maior na Figura 5.20b. Os parâmetros em questão coincidem melhor quando são analisados sobre os mesmos volumes de solo.



# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na presente dissertação, todas as análises quanto à suscetibilidade à liquefação realizadas para os diversos parâmetros, como a percentagem de finos do SPT e do CPT, o fator de segurança a partir do SPT, CPT e  $V_s$ , e os índices de risco, permitem identificar de uma forma macro, ou seja, mais global, o comportamento expectável dos solos no campo experimental em análises e assim definir tendências e prever a resposta em termos de liquefação. No entanto, a comparação específica de determinados ensaios envolve alguns riscos por conta de subtilezas. Com efeito, o sítio piloto analisado é uma zona muito heterogénea devido a variabilidade geológica local. Por outro lado, os ensaios não foram feitos sempre em locais próximos e adjacentes, o terreno não é completamente plano, e, portanto, aquilo que é a cota zero da superfície num ensaio, poderá não coincidir em termos de cota real com a do outro ponto. Acresce a estas limitações, o facto de a base de dados analisada incluir ensaios realizados em fases muito distintas, afastadas de meses ou mesmo anos, associados a estudos para diferentes projetos de engenharia (como a construção da autoestrada A10, entre 2003 e 2005) e de investigação (como os projetos LIQUEFACT e LIQ2PROEARTH, entre 2016 e 2020). Estes são pequenos detalhes, mas que ao final, acabam por ter um impacto muito grande, podendo mesmo limitar algumas das conclusões.

Durante a realização deste trabalho, constatou-se também que as distâncias existentes entre os pontos de ensaios SPT e pontos de ensaios CPT são, em alguns casos, demasiado elevadas para se poder fazer comparações fiáveis e válidas. Entretanto, não é possível generalizar e definir à partida quais as distâncias máximas entre pontos ensaiados para que se obtenham resultados satisfatórios e válidos. As análises apresentadas neste trabalho demonstraram que grandes distâncias não são necessariamente impeditivas.

Relativamente às análises efetuadas no âmbito desta dissertação, pode concluir-se que quanto à percentagem de finos, na generalidade dos casos, a revisão dos valores base do SPT para valores revistos, baseados na medianização dos teores de finos estimados pelo CPT às profundidades correspondentes, melhora a qualidade da previsão do risco de liquefação com o SPT. Este processo permite obter um valor que é mais plausível, uma vez que atende à estimativa de outro ensaio, o CPT, mais fiável. No entanto, os dados obtidos em laboratório dos teores de finos em amostras SPT diferem, por vezes consideravelmente, dos teores de finos estimados pelo CPT. De facto, o registo contínuo do ensaio CPT permite uma identificação mais precisa das camadas, principalmente nos perfis mais heterogéneos, caracterizados por intercalações dos materiais existentes entre as camadas “principais” (de maior espessura) no perfil do solo. Diferentemente, os dados de ensaios SPT, executados de forma muito mais espaçada, apesar de permitirem a recolha de amostras a essas profundidades, as quais podem ser

utilizadas em posteriores análises laboratoriais, fornecem resultados que podem ser mais distantes da realidade, por eventualmente não intersectarem camadas finas de materiais distintos.

O sítio piloto em questão é constituído em sua grande maioria por perfis de solo muito heterogêneos. Nestes casos, a fiabilidade dos resultados do ensaio SPT torna-se questionável, ou seja, a fiabilidade do SPT é menor, enquanto a do CPT é sempre confiável. No entanto, não é via de regra sempre descartar os dados referentes ao SPT. Nos perfis com grande heterogeneidade, isto torna-se mais relevante, e o impacto em termos da fiabilidade pode ser muito maior, mas tendencialmente a previsão de suscetibilidade à liquefação baseada nos ensaios SPT é mais conservativa que a dos ensaios CPT.

No decurso deste trabalho, foi possível constatar que é importante e desejável dispor de uma grande variedade de ensaios, não só in situ, como também em laboratório, para poder caracterizar bem o determinado local. A utilização de diferentes ensaios permite perceber melhor as singularidades de cada perfil do solo. Em alguns casos específicos, o erro, por exemplo, ao analisar apenas os dados do SPT, pode ser muito grosseiro, e convergir para no fundo a demonstração de que o CPT se justifica nestes tipos de análises. Mesmo recorrendo à melhor e mais cuidada interpretação possível do SPT, este poderá estar muito longe da realidade.

Quanto ao fator de segurança à liquefação, foram identificadas espessas camadas potencialmente liquefíceis, caracterizando o sítio piloto como um local suscetível a liquefação. Existe uma convergência entre  $FS_{liq}$  e FC na identificação do potencial de liquefação. Portanto, a utilização de um maior banco de dados de forma integrada, confere uma melhor qualidade, e qualquer que seja o método utilizado, fornecerá aproximadamente o mesmo resultado em termos da identificação das camadas críticas.

A avaliação da suscetibilidade à liquefação através das velocidades das ondas de corte são de grande valia quando utilizadas de forma complementar, pois são limitantes quanto a caracterização do tipo de solo. As ondas apresentam um bom potencial para avaliar exatamente as mesmas camadas que apresentam risco de liquefação que os outros ensaios. Entretanto é necessário outro ensaio para obter as percentagens de finos, como um SPT onde o material é analisado, ou, idealmente, um CPT.

Quanto aos índices de risco LPI e LSN, sistematicamente os resultados a partir dos dados SPT fornecem índices mais elevados, devido à sua forma mais espaçada. O universo de pontos analisados apresenta um melhor alinhamento entre os resultados do LPI com o  $LSN_{20}$ . Ou seja, as comparações em termos das classes de liquefação entre o LPI e o LSN convergem melhor quando realizadas até às mesmas profundidades. Entretanto, os resultados estarão sempre associados ao tipo de perfil existente, caso as camadas liquefíceis estejam mais a superfície ou não.

A avaliação da suscetibilidade à liquefação através de ensaios in situ é de grande relevância, ainda mais quando há a inclusão de informações complementares através de análises em laboratório. Nessas condições, há um controlo mais rigoroso e uma determinação quantitativa de parâmetros de grande impacto na suscetibilidade à liquefação, como o teor de finos e o índice de plasticidade.

Assim, considera-se fundamental e recomendável a análise da composição granulométrica e a determinação dos limites de consistência dos solos amostrados nos ensaios SPT, em detrimento da simples observação para definição da litologia. Esta prática deveria tornar-se corrente não apenas para estudos associados à liquefação, mas de uma forma geral ao projeto geotécnico, uma vez que permite caracterizar os solos ensaiados de uma forma mais completa, integrada e rigorosa.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Atendendo a que neste trabalho foram identificadas algumas limitações na base de dados utilizada e como forma de validação dos resultados obtidos, apresentam-se seguidamente algumas sugestões para desenvolvimentos futuros, ressaltando-se:

- A realização de ensaios complementares no sítio piloto, designadamente de ensaios SPT nos pontos onde apenas se dispõe de ensaios CPT para complementar as análises propostas.
- A análise subsequente das amostras recolhidas nesses ensaios SPT em laboratório para determinação da granulometria e dos limites de consistência, permitindo uma melhor caracterização dos solos dos locais em estudo.
- A comparação e integração dos resultados em laboratório, sobretudo teores de finos e índices de plasticidade, com os valores de  $I_C$  medidos em ensaios CPT, de forma a propor uma nova correlação entre ensaios in situ e em laboratório, eventualmente específica para solos liqueficáveis.
- A divulgação das vantagens associadas à execução de ensaios CPT(u) para uma representação mais fidedigna da realidade.
- A realização de diferentes ensaios in situ (por exemplo, SDMT) nos locais estudados para o desenvolvimento de propostas de correlação específica para solos liqueficáveis, para serem utilizados entre si de forma complementar.
- A investigação de outras zonas suscetíveis à liquefação, incluindo também uma análise complementar em laboratório como forma de validar e comprovar as tendências aqui reportadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, E. J. A. (2012). *Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Acções de Segurança para Estruturas de Edifícios e Pontes (2000). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Aprovado pelo decreto-lei n.º 235/83, de 31 de Maio. Colecção Regulamentos, Porto Editora.
- Amoroso, S., Monaco, P., Lehane, B. M., Marchetti, D. (2014). *Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types*. Soils and Rocks, São Paulo, 37(3):177-194.
- Andrus, R. D., Stokoe II, K. H. (2000). *Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(11):1015-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe II, K. H., Juang, C. H. (2004). *Guide For Shear-Wave Based Liquefaction Potential Evaluation*. Earthquake Spectra 20(2):285-308.
- Been, K., Jefferies, M. G. (1985). *A State Parameter for Sands*. Géotechnique, 35(2):99-112.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slope and Earth Fill*. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, January, pp 13-32.
- Coelho, C., Coelho, J. (2019). *Relatório de Atividades LIQUEFACT - WP2*. Junho, 2019.
- Cubrinovski, M., Rhodes, A., Ntritsos, N., Van Ballegooy, S. (2017). *System Response of Liquefiable Deposits*. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Vancouver.
- EN, N. (1998). 1 (2010): Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos.
- EN, N. (1998). 5 (2010): Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos.
- Ferreira, C., Viana da Fonseca, A., Ramos, C., Saldanha, A. S., Amoroso, S., Rodrigues, C. (2020). *Comparative Analysis of Liquefaction Susceptibility Assessment Methods Based on the Investigation on a Pilot Site in The Greater Lisbon Area*. Bull Earthquake Eng, 18:109-138.
- Fonseca, M.A.G. (2009). *Derivação em Triaxial Cíclico de Parâmetros de Estado e de Acção Sísmica que Induziram Liquefação de Areias Dunares num Sismo em Argel. Sensibilidade das Velocidades de Ondas de Corte como Índice de Risco*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Hosri, M. S., Biarez, J., Hicher, P. Y. (1984). *Liquefaction Characteristics of Silty Clay*. Proc. 7th WECC, S. Francisco. Vol. III, pp. 277-284.
- Idriss, I. M. (1999). *An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential*. In: Proceedings of the TRB workshop on new approaches to liquefaction, Federal Highway Administration.
- Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2004). *Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes*. In: Doolin D et al (eds) Proceedings, 11th International Conference on

Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Stallion Press, pp 32–56.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2010). *SPT-Based Liquefaction Triggering Procedures*. Report No. UCD/CGM-10-02. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Ishihara, K. (1985). *Stability of Natural Deposits During Earthquakes*. In Proc., 11th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp. 321-376, Balkema, Rotterdam.

Ishihara, K., Koseki, J. (1989). *Cyclic Shear Strength of Fines Containing Sands*. Earthquake and Geotechnical. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 101-106.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978). *A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan*. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation. San Francisco, CA, USA, pp. 885–896.

Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., Sato, H. (1982). *Microzonation for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods*. Proceedings of 3rd International Conference on Microzonation, Vol. 3, Seattle, pp 1319-1330.

Jorge, C. R. R. (1994). *Zonamento do Potencial de Liquefação. Tentativa de Aplicação a Portugal*. Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Kayen R., Moss R. E. S., Thompson E. M., Seed R. B., Cetin K. O., Kiureghian A., Tanaka Y., Tokimatsu K. (2013). *Shear-Wave Velocity-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential*. Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering.

Lai, C., Bozzoni, F., Conca, D., Famà, A., Özcebe, A. G., Zuccolo, E., Meisina, C. Bonì, R., Bordoni, M., Cosentini, R. M., Martelli, L., Poggi, V., Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Rios, S., Cordeiro, D., Ramos, C., Molina Gómez, F., Coelho, C., Logar, J., Maček, M., Oblak, A., Ozcep, F., Bozbey, I., Oztoprak, S., Sargin, S., Aysal, N., Oser, C., Kelesoglu, M. K. (2020). *Technical Guidelines For The Assessment of Earthquake Induced Liquefaction Hazard at Urban Scale*. Bulletin of Earthquake Engineering, Special Issue: The H2020 European Project LIQUEFACT, DOI: 10.1007/s10518-020-00951-8.

Lee, K. L., Fitton, J. A. (1968). *Factors Affecting the Loading Strength of Soil*. Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM STP 450, pp. 71-95.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. & Calabrese, M. (2001). *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16*. Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C., p. 7-48.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. & Marchetti, D. (2008). *In Situ tests by seismic dilatometer (SDMT)*. Laier, J.E.; Crapps D.K. & Hussein M.H. (eds) From Research to Practice in Geotechnical Engineering. Geotechnical Special Publication, ASCE, v. 180, p. 292- 311.

Matos Fernandes, M. (2015). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. Vol. 2, 2ª Edição, FEUP Edições, Porto.

Matos Fernandes, M. (2017). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol. 1, 5ª Edição, FEUP Edições, Porto.

- Maurer, B. W., Green, R. A., Cubrinovski, M., Bradley, B. A. (2014). *Evaluation of the Liquefaction Potential Index for Assessing Liquefaction Hazard in Christchurch, New Zealand*. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 140(7): 04014032
- Rauch, A. F. (1997). *An Empirical Method for Predicting Surface Displacements due to Liquefaction Induced Lateral Spreading in Earthquakes*. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Robertson, P. K. (1990). *Soil Classification Using Cone Penetration Test*. Canadian Geotechnical Journal, 27(1):151-158.
- Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of Cone Penetration Tests: A Unified Approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46(11):1337-1355.
- Robertson, P.K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing*. 6th Edition (p.133) <http://www.cptrobertson.com/doc/>
- Robertson, P. K., Wride, C. E. (1997). *Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on SPT and CPT*. In: Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.
- Saldanha, A. S. T. (2017). *Microzonamento de Suscetibilidade à Liquefação. Aplicação a um caso de Estudo na Região da Grande Lisboa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). *Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 107(9): 1249-1274, American Society of Civil Engineers, Reston.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd edition, John Wiley & Sons, New York.
- Tonkin & Taylor. (2013). Canterbury Earthquakes 2010 and 2011. Land report as at 29 February 2012. Earthquake Commission, p 108. [https://www.eqc.govt.nz/sites/public\\_files/documents/liquefaction-vulnerability-study-final.pdf](https://www.eqc.govt.nz/sites/public_files/documents/liquefaction-vulnerability-study-final.pdf) Accessed 20 Jan 2021
- Tokimatsu, K., Yoshimi, Y. (1984). *Criteria of Soil Liquefaction With SPT and Fines Content*. Proc. 8th WCEE, S. Francisco. Vol. III, pp. 255-262.
- Tsuchida, H. (1970). *Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits*. Seminar in the Port and Harbor Research Institute, Japanese.
- Tsuchida, H. (1971). *Estimation of Liquefaction Potential of Sandy Soils*. Proc. It Joint Meeting US - Japan on Wind and Seismic Effects.
- Viana da Fonseca, A., Lopes, I. F., Rodrigues, C. (2016). *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ - Curso CPTu*. 23 de Junho 2016, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Coelho, C., Coelho, J., Quintero, J., Rios, S., Millen, M., Cordeiro, D. (2020). LIQUEFACT Deliverable 2.7. *Methodology for Assessment of Earthquake-Induced Risk of Soil Liquefaction at the four European Testing Sites (Microzonation)*. European H2020.
- Youd, T. L., Hoose, S. N. (1977). *Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting*. Proc. 6th World Conference, on Earthquake Engineering, New Delhi, India, Vol. 6, pp. 37-42.

Youd, T. L., Idriss, I. M., (2001). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4):297-313.

<https://geologismiki.gr> Março, 2021.

<https://geoportal.lneg.pt> Dezembro, 2020.

<http://www.liquifact.eu> Outubro, 2020.

<https://paginas.fe.up.pt/~sgwww/labgeo/liq2proearth/> Outubro, 2020.